

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG**

**ENGENHARIA CIVIL**

**NÁDIA MARIA VILELA DE ALMEIDA**

**READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM DO BAIRRO SÃO  
MIGUEL EM BOA ESPERANÇA – MG**

**VARGINHA/MG**

**2016**

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG**

**ENGENHARIA CIVIL**

**NÁDIA MARIA VILELA DE ALMEIDA**

**READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM DO BAIRRO SÃO  
MIGUEL EM BOA ESPERANÇA – MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do  
Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG  
como pré-requisito para obtenção de grau bacharel sob  
orientação do Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior.

**VARGINHA/MG**

**2016**

**NÁDIA MARIA VILELA DE ALMEIDA**

**READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM DO BAIRRO SÃO  
MIGUEL EM BOA ESPERANÇA – MG**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil  
do Centro Universitário do Sul de Minas- UNIS/MG,  
como pré-requisito para obtenção de grau bacharel pela  
Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em     /     /

---

Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Junior

---

Prof. Esp. Luana Ferreira Mendes

---

Tamara Amabile Roberto Fonseca

OBS.:

A Deus, aquele que dá forças e me guia a todo instante, aos meus pais que são meu porto seguro e aos amigos que estiveram sempre ao meu lado, eu dedico este trabalho.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por me proporcionar saúde e forças para enfrentar os desafios e missões de cada dia. Aos meus pais, que me fortaleceram com um amor incondicional e sempre me estende a mão nos momentos de desânimo e cansaço. Ao meu amor pela sua compreensão e incentivo nas horas mais difíceis. As minhas amigas de sala pelo companheirismo, amizade e pelas risadas que amenizaram os obstáculos da nossa jornada. Ao meu orientador Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior pela oportunidade que me foi dada, por toda confiança, apoio e orientação. Aos demais professores que contribuíram de alguma forma para elaboração deste trabalho. O meu muito obrigado a todos, pois sem vocês não estaria até aqui.

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível.”

Charles Chaplin

## RESUMO

O presente trabalho tem como propósito a avaliação do sistema de microdrenagem existente no bairro São Miguel em Boa Esperança - MG, tendo como maiores problemas apresentados em trechos específicos das ruas Alameda das Hortências, Avenida Antônio Constantino Barbosa e Avenida João Júlio de Faria, uma vez que as respectivas vias contam com pontos de alagamento e grandes processos erosivos. Para o diagnóstico de tal sistema, foi realizado uma análise hidrológica a fim da determinação das vazões de chuva para a bacia em estudo, e posteriormente, através de pesquisas de campo, foi realizado a análise hidráulica dos elementos existentes. De acordo com as visitas *in loco* e com o auxílio de referenciais teóricos foi possível detectar a ineficiência e irregularidades do sistema de microdrenagem, uma vez que não há o funcionamento das galerias já implantadas por não haver dispositivos captadores de águas pluviais. Desse modo, foi proposta a readequação do sistema de microdrenagem do bairro, tal como implantação de novas sarjetas, galerias e abertura de 50 bocas de lobo conforme os cálculos executados, tendo seus custos estimados em aproximadamente 2324253,01. Diante de tal proposta, o objetivo fundamental é garantir a minimização dos problemas ao ambiente e à população, assim como o funcionamento eficaz do sistema ao longo de sua vida útil.

**Palavras-Chave:** Boa Esperança-MG. Drenagem Urbana. Microdrenagem.

## **ABSTRACT**

*This study aims to evaluate the existing micro drainage system in the São Miguel district in Boa Esperança - MG, with the major problems presented in specific sections of Alameda das Hortências, Avenue Antonio Constantino Barbosa and Avenue João Júlio de Faria, once that their paths have points of flooding and major erosion. For the diagnosis of such a system was carried out a hydrological analysis to the determination of rain flows into the basin under study, and later, through field research was performed hydraulic analysis of existing elements. According to the on-site visits and with the aid of theoretical frameworks could be detected inefficiency and irregularities of minor drainage system, since there is the operation of galleries already deployed there pickups rainwater devices. Thus, the readjustment of microdrainage neighborhood system has been proposed, such as installation of new gutters, galleries and opening of sluice gates, according to the performed calculations, with the fundamental objective of minimizing the problems to the environment and the population, ensuring so the effective operation of the system over its lifetime.*

**Key-words:** *Boa Esperança-MG. Urban Drainage. Microdrainage.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de divisões do sistema de drenagem.....	20
Figura 2 - Representação da sarjeta e meio-fio. ....	22
Figura 3 - Sarjetão.....	23
Figura 4 - Boca de lobo simples sem depressão. ....	25
Figura 5 - Boca de lobo simples com depressão. ....	25
Figura 6 - Boca de lobo simples. ....	26
Figura 7 - Boca de lobo com grelha.....	26
Figura 8 – Boca de lobo combinada. ....	27
Figura 9 - Boca-de-lobo múltipla. ....	27
Figura 10 - Galeria. ....	28
Figura 11 - Alinhamento da tubulação.....	28
Figura 12 - Relação $y/D$ em uma seção circular.....	30
Figura 13 - Esquema dos elementos hidráulicos. ....	30
Figura 14 - Caixa de Ligação. ....	31
Figura 15 - Esquema de um poço de visita. ....	32
Figura 16 - Local em processo de erosão.....	40
Figura 17 - Inundação Urbana.....	41
Figura 18 - Trechos críticos.....	42
Figura 19 - Processo erosivo. ....	43
Figura 20 - Trechos alagados. ....	43
Figura 21 - Coeficiente para valores de projeto. ....	51
Figura 22 - Área de drenagem contribuinte. ....	57
Figura 23- Avenida João Júlio de Faria em situação de alagamento.....	58
Figura 24 - Rua Alameda das Hortências em processo erosivo. ....	59
Figura 25 - Sarjetas destruídas.....	59
Figura 26 - Determinação de dados. ....	60
Figura 27 - Processo erosivo. ....	61
Figura 28 - Sedimentos transportados pelas chuvas. ....	62
Figura 29 - Residência habitada no trecho em erosão. ....	62
Figura 30 - Rede pluvial lançada incorretamente.....	63
Figura 31 - Trecho alagado. ....	64
Figura 32 - Trecho crítico da Avenida João Júlio de Faria alagado. ....	64

Figura 33 - Canal de escoamento da Avenida João Júlio de Faria. ....	65
Figura 34 - Determinação de dados. ....	65
Figura 35 - Coeficientes empíricos da cidade de Boa Esperança – MG.....	66
Figura 36 - Medição das declividades transversal das vias.....	70
Figura 37 - Trajeto proposto para disposição final. ....	81

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Coeficientes de redução das bocas de lobo.....	24
Quadro 2 – Espaçamento máximo entre poços de visita. ....	32
Quadro 3 - Tempo de retorno. ....	34
Quadro 4 - Coeficiente de “Runoff” relacionado à área (continua). ....	34
Quadro 5 - Coeficiente de “Runoff” relacionado à superfície. ....	35
Quadro 6 - Coeficientes de rugosidade “n”.....	49
Quadro 7 - Profundidade das águas nas vias. ....	50
Quadro 8 - Dimensões mínimas para chaminé e balão de PV .....	54
Quadro 9 - Dimensão lateral do PV.....	54
Quadro 10 - Ocupação da bacia de contribuição. ....	67
Quadro 11 - Dados para calculo da sarjeta da Rua João de Abreu Vilela. ....	69
Quadro 12 – Dimensões da sarjeta padronizada.....	70
Quadro 13 – Declividades médias das vias. ....	71
Quadro 14 - Comparativo das galerias existentes e calculadas. ....	75
Quadro 15 - Dados da boca de lobo padronizada. ....	76
Quadro 16 - Dimensionamento dos PV's .....	80
Quadro 17 - PV's referente ao trajeto de disposição final.....	83
Quadro 18 – Levantamento de quantitativos.....	83
Quadro 19 - Largura da vala conforme diâmetro do tubo e profundidade.....	84
Quadro 20 - Quadro resumo .....	84

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>15</b>
<b>2 OBJETIVOS .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1 Objetivo geral.....</b>	<b>17</b>
<b>2.2 Objetivos Específicos.....</b>	<b>17</b>
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>18</b>
<b>3.1 Drenagem Urbana.....</b>	<b>18</b>
<b>3.2 Conseqüências da urbanização no escoamento.....</b>	<b>18</b>
<b>3.3 Sistemas de Drenagem Urbana.....</b>	<b>20</b>
3.3.1 Microdrenagem .....	20
3.3.2 Macrodrenagem .....	21
3.3 Elementos hidráulicos do sistema de microdrenagem .....	21
3.3.1 Meio fio .....	22
3.3.2 Sarjeta.....	22
3.3.3 Sarjetão .....	23
3.3.4 Bocas de lobo.....	23
3.3.4.1 Boca de lobo simples.....	25
3.3.4.2 Boca de lobo com grelha .....	26
3.3.4.3 Boca de lobo combinada.....	26
3.3.4.4 Boca de lobo múltipla.....	27
3.3.5 Galeria .....	28
3.3.6 Tubos de ligação .....	30
3.3.7 Caixas de ligação .....	31
3.3.8 Poço de Visita .....	31
<b>3.4 Fatores Hidrológicos .....</b>	<b>32</b>
3.4.1 Caracterização da Bacia Hidrográfica.....	33
3.4.2 Tempo de retorno .....	33
3.4.3 Coeficiente de escoamento superficial .....	34
3.4.4 Tempo de escoamento superficial.....	35
3.4.5 Tempo de Concentração .....	36
3.4.6 Intensidade máxima de chuva.....	37
3.4.7 Vazão.....	37
3.4.7.1 Métodos empíricos .....	37
3.4.7.2 Métodos estatísticos .....	38
3.4.7.3 Métodos hidrometeorológicos .....	38
3.4.7.4 Método Racional .....	38
<b>3.5 Problemas frequentes.....</b>	<b>39</b>
3.5.1 Erosão urbana .....	39
3.5.1.1 Medidas de Controle .....	40
3.5.2 Enchentes urbanas.....	40
3.5.2.1 Medidas de controle .....	41
<b>4 METODOLOGIA .....</b>	<b>42</b>
<b>4.1 Determinação dos fatores hidrológicos.....</b>	<b>44</b>
4.1.1 Bacia Hidrográfica – Área de contribuição .....	44

4.1.2 Tempo de retorno .....	44
4.1.3 Coeficiente de escoamento superficial .....	44
4.1.4 Tempo de concentração .....	45
4.1.5 Intensidade pluviométrica.....	45
4.1.6 Vazão de chuva .....	46
<b>4.2 Análise dos elementos hidráulicos existentes .....</b>	<b>46</b>
4.2.1 Sarjeta.....	47
4.2.2 Galerias.....	50
4.2.3 Bocas de Lobo.....	52
4.2.6 Poço de Visita .....	53
4.2.6 Estimativa de Custos .....	55
<b>5 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>56</b>
<b>5.1 Apresentação da área de estudo .....</b>	<b>56</b>
<b>5.2 Caracterização da bacia de contribuição .....</b>	<b>56</b>
<b>5.3 Caracterização do problema existente .....</b>	<b>57</b>
5.3.1 Diagnostico da Rua Alameda das Hortências.....	58
5.3.2 Diagnostico da Avenida Antônio Constantino Barbosa.....	61
5.3.3 Diagnostico da Avenida João Júlio de Faria.....	63
<b>5.4 Análise Hidrológica.....</b>	<b>66</b>
5.4.1 Intensidade .....	66
5.4.2 Coeficiente de escoamento superficial .....	67
5.4.3 Determinação da vazão.....	68
5.4.3.1 Vazão do trecho 20 -21.....	68
<b>5.5 Dimensionamento hidráulico .....</b>	<b>69</b>
5.5.1 Sarjetas .....	69
5.5.1.1 Capacidade de escoamento da sarjeta do trecho 20 - 21 .....	71
5.5.2. Galerias.....	72
5.5.2.1 Galeria do trecho 22 – 12.....	73
5.5.3 Bocas de Lobo.....	75
5.5.3.1 Quantitativo de Bocas de Lobo no trecho 22 - 12.....	78
5.5.4 Poço de visita .....	79
5.5.5 Tubos de ligação .....	80
5.5.6 Disposição final da vazão .....	81
5.5.6.1 – Declividade Longitudinal .....	82
5.5.6.2 – Vazão de Projeto .....	82
5.5.6.3 – Determinação do Diâmetro .....	82
5.5.6.4 – Verificação da velocidade.....	82
<b>5.6 Estimativa de Custos.....</b>	<b>83</b>
<b>5.7 Quadro resumo da proposta.....</b>	<b>84</b>
<b>7 CONCLUSÃO.....</b>	<b>85</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>87</b>
<b>APÊNDICE A – Áreas das subbacias de contribuição.....</b>	<b>90</b>
<b>APÊNDICE B – Vazão de chuva.....</b>	<b>97</b>

<b>APÊNDICE C – Capacidade de escoamento das sarjetas .....</b>	<b>103</b>
<b>APÊNDICE D – Dimensionamento das galerias.....</b>	<b>104</b>
<b>APÊNDICE E – Dimensionamento para quantitativos das bocas de lobo padronizadas .....</b>	<b>105</b>
<b>APÊNDICE F – Cotas de assentamento dos poços de visita .....</b>	<b>106</b>
<b>APÊNDICE G – Dimensionamento dos tubos de ligação .....</b>	<b>107</b>
<b>APÊNDICE H – Estimativa de custo para a readequação proposta .....</b>	<b>108</b>
<b>APÊNDICE I – Projeto de readequação do sistema de microdrenagem .....</b>	<b>109</b>
<b>ANEXO A – Fator de redução para capacidade real da sarjeta.....</b>	<b>110</b>
<b>ANEXO B – Coeficiente de projeto em relação ao <math>y/D</math> estabelecido.....</b>	<b>111</b>
<b>ANEXO C – Determinação da capacidade de esgotamento da boca de lobo simples ...</b>	<b>112</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Drenagem urbana pode ser definida como um conjunto de medidas que tem como principal função a minimização de incidências de riscos em que a população está submetida, assim como a redução de prejuízos desencadeados por diversos problemas, além de proporcionar um crescimento adequado. Esse sistema se subdivide em microdrenagem e macrodrenagem.

De acordo com Azevedo Netto (2012), o sistema de microdrenagem inicia-se nas edificações, em seus sistemas coletores de água pluvial, e posteriormente essa água é direcionada para sarjetas e captada por bocas de lobo e galerias. Enquanto a macrodrenagem envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem, e é responsável pelo final do escoamento de torrentes de água, constituído por canais, sejam eles naturais ou artificiais, e também de galerias maiores e estruturas de auxílio.

A deficiência do sistema de microdrenagem é frequentemente encontrada na grande maioria das cidades brasileiras. Tal deficiência é provinda de diversos fatores, entre eles os mais relevantes são: ausência de planejamento, uso inadequado do solo e inexistência de manutenções em elementos hidráulicos.

A falta de planejamento é um dos critérios mais corriqueiros encontrados atualmente, visto que ainda existem municípios e profissionais que, respectivamente, não implementam e não cumprem de maneira pertinente. Assim, tal planejamento torna-se um fator imprescindível quando se trata da ocupação do espaço urbano e dos elementos de drenagem, a fim de impedir impactos ambientais, sociais e econômicos gerados à população.

O segundo critério, não menos importante, é quando há uma crescente urbanização, perfazendo o solo em uso inadequado, e partir daí os problemas no escoamento começam a apresentar-se rapidamente, uma vez que o desmatamento eleva os volumes e inicia-se principalmente o processo de erosão.

E o terceiro critério mais relevante causador da deficiência do sistemas de microdrenagem é a falta de manutenção nos elementos. Tais elementos denominados como sarjetas e bocas de lobo, na maioria das vezes, não recebem manutenção e/ou limpeza adequada, logo o fato torna-se fator fundamental para obstrução e entupimento de galerias e dispositivos de captação, ocasionando em processos de alagamento da via, além de facilitar a contaminação das águas.

O presente estudo tem por finalidade avaliar o sistema de microdrenagem existente no Bairro São Miguel no município de Boa Esperança – MG, onde urbanização do local ainda encontra-se em crescimento, contendo diversos lotes ainda não ocupados.

Os problemas existentes no local em estudo são trechos de alagamentos e grandes processos erosivos nas vias, originários do sistema de microdrenagem atual. Desse modo, faz-se necessário o diagnóstico desses problemas, e para minimização destes, foi proposto através de cálculos e conhecimentos adquiridos, o dimensionamento para readequação do sistema de microdrenagem atual.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo geral**

O presente trabalho tem como propósito o diagnóstico dos problemas existentes no Bairro São Miguel no município de Boa Esperança – MG, decorrente da deficiência do sistema de microdrenagem atual, bem como o dimensionamento de um sistema para readequação deste.

### **2.2 Objetivos Específicos**

- Caracterização da bacia de contribuição;
- Análise hidrológica da área de drenagem em estudo;
- Caracterização dos elementos hidráulicos existentes;
- Diagnóstico dos problemas apresentados;
- Substituição e implantação de elementos estruturais constituintes;
- Determinação das vazões excedentes;
- Dimensionamento das galerias;
- Dimensionamento das bocas de lobo;
- Determinação e dimensionamento de dispositivos de inspeção e de ligação;
- Disposição final das águas pluviais;
- Estimativa de custos

### **3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1 Drenagem Urbana**

De acordo com a Lei nº 11.445/2007, são estabelecidas diretrizes para o saneamento básico, onde no capítulo I, art. 3º, inciso I, alínea “d”, prescreve que a drenagem e manejo de águas pluviais urbanas são caracterizados como um conjunto de atividades, infraestrutura e instalação de equipamentos relacionados à drenagem urbana, transporte das águas pluviais, retenção para a minimização de vazões de cheia, assim como o tratamento e disposição final das águas drenadas.

Ainda, segundo a lei supramencionada, no capítulo III, art. 16º estabelece que a prestação de serviços públicos poderá ser exercida por órgãos, fundação de direito público, consórcio público, empresa pública ou sociedade mista estadual, sejam do Distrito Federal, ou municipal.

Desse modo, Tucci (2000) define drenagem urbana como um conjunto de medidas que tem como foco principal diminuir as incidências de riscos que a população está submetida, reduzir prejuízos ocasionados por inundações, além de proporcionar o crescimento da população de forma equilibrada, hábil e sustentável.

Segundo Cardoso Neto (2014), drenagem é a expressão utilizada para determinar instalações que tem por função escoar uma vazão de água por diversos meios, como rodovias, zonas rurais ou em meio urbano. A passagem da água de chuva sobre uma determinada superfície pode ou não ser definida topograficamente, por esse motivo, após a urbanização de uma cidade, o percurso das águas de chuva passa a definido pela planta das ruas e acaba se conduzindo de modo distinto à sua conduta inicial.

A captação das águas de chuva inicia-se nas vias públicas por meio de boca de lobo e transpostas por condutos subterrâneos, e a partir daí, são depositadas em cursos d'água, lagos, oceanos, ou em casos especiais quando são lançadas em solos suficientemente permeável, capazes de infiltrar a água para o subsolo. (CARDOSO NETO, 2014).

#### **3.2 Consequências da urbanização no escoamento**

A Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano de São Paulo (SMDU/2012) ressalta que em um local, independente de haver um sistema de drenagem correto ou não, as

águas pluviais sempre irão escoar. À vista disso, a condição do sistema de drenagem é que vai determinar o tamanho das melhorias ou prejuízos no local.

Tucci (2000), afirma que a principal característica que influencia diretamente no escoamento de águas referente à urbanização são as modificações do escoamento superficial.

Segundo Azevedo Netto (2012), as águas pluviais necessitam de espaço para escoamento e acumulação, e esses espaços são denominados várzeas, caracterizada como um terreno ao redor de rios. Quando as várzeas são ocupadas de forma desordenada ocorrem as denominadas enchentes, e por esse motivo, são necessários espaços específicos para infiltração, retenção e acumulação de águas, a fim de haver uma diminuição de gastos com prejuízos e obras destinadas a solução o problema.

As consequências da urbanização no escoamento das águas começam a aparecer na primeira fase de criação de uma cidade, onde desmatamento ocasiona elevação de picos volumes e posteriormente o solo entra em um processo erosivo. Quando um crescimento urbano posterior é avançado de modo desordenado, pode ocorrer assoreamento de tubulações, minimizando a capacidade de transporte das águas excedentes. Problemas ocasionados no sistema como deficiência na rede e coleta de lixo inadequada são fatores que contribuem para que enchentes ocorram com mais frequência, além de prejudicar a qualidade da água facilitando a contaminação de doenças. (CARDOSO NETO, 2014).

De acordo com o SMDU/SP (2012), um sistema de drenagem, na maioria das vezes, é caracterizado como ineficaz e oneroso quando este não é considerado na elaboração do planejamento urbano.

Ainda segundo o SMDU/SP (2012), para que se obtenha um projeto de drenagem satisfatório, é preciso que a área urbana a ser projetada disponha de todos os benefícios públicos, e que estes estejam executados de forma correta. Quando o local a ser implantado o sistema possui planos, sejam eles regionais, municipais, estaduais ou federais, é indicado relacionar o plano de drenagem a ser realizado com os planos existentes, para que haja compatibilidade entre si.

Segundo Tucci (2000), existem medidas de controle em um planejamento que podem ser aplicadas em um local antes da ocupação da população, a fim de diminuir a incidência de enchentes. Uma dessas medidas é a utilização de reservatórios menores em parques e o controle de impermeabilização de lotes, ruas e passeios. Contudo, se a população habitar o local antes de medidas de planejamento é necessário utilizar soluções estruturais, como o aumento de calha dos cursos d'água, por intermédio de seu aprofundamento, alargamento, execução de diques e reservatórios, entre outras medidas que poderiam ser evitadas com um

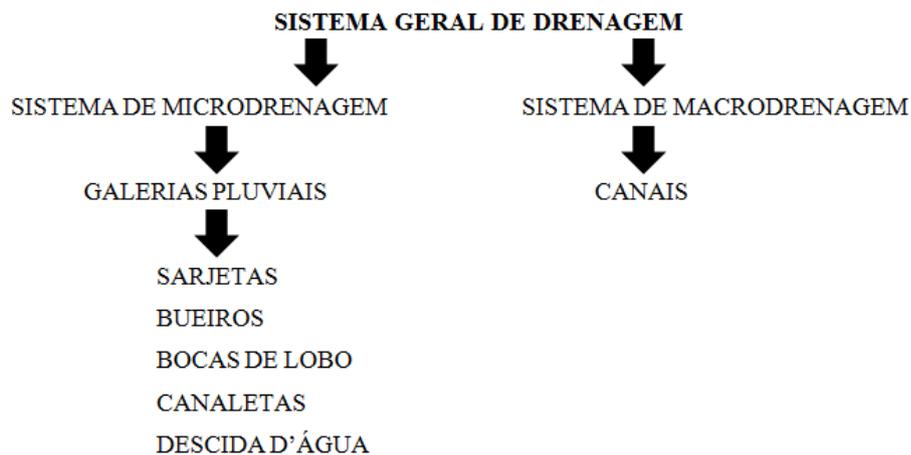
planejamento da ocupação da população. Essas medidas estruturais são relativamente mais caras e algumas podem intensificar as inundações em outras regiões da bacia que está contida.

### 3.3 Sistemas de Drenagem Urbana

O sistema de drenagem urbana é tratado como um conjunto de dois sistemas distintos e que devem ser projetados e executados com normas específicas individuais. Tais sistemas são caracterizados como Macrodrenagem e Microdrenagem. (PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO, 1999).

A Figura 1 demonstra o sistema geral de drenagem urbana e suas subdivisões.

Figura 1 - Esquema de divisões do sistema de drenagem.



Fonte: Carvalho, 1995, adaptado pelo autor.

#### 3.3.1 Microdrenagem

Tucci (2000) aplica o termo de microdrenagem em áreas em que o escoamento natural das águas não se apresentam totalmente definido, desta maneira, a determinação acaba ocorrendo pela ocupação do solo.

De acordo com Azevedo Netto (2012), o sistema de microdrenagem inicia-se nas edificações, em seus sistemas coletores de água pluvial, e posteriormente essa água é direcionada para sarjetas e captada por bocas de lobo e galerias. Portanto, o estudo da microdrenagem é voltado para a disposição em planta das ruas, bem como a sua largura e seus perfis transversais e longitudinais e para a topografia existente e declividades.

O dimensionamento desse sistema é baseado em três etapas, onde a primeira é a subdivisão das áreas e o traçado, a segunda consiste na determinação das vazões que vão ser conduzidas à rede e, por fim, o dimensionamento da rede que compõe o sistema. (TUCCI, 1995).

Segundo o Departamento de Águas e Energia Elétrica juntamente com a Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (DAEE/CETESB, 1980), o sistema de microdrenagem é dimensionado visando o escoamento das águas sob um tempo de retorno que pode ter uma variação de 2 a 10 anos. Caso o projeto seja perfeitamente executado, a chance de inundação no local é praticamente eliminada, evitando intervenção entre as torrentes de água de chuva e a movimentação de pedestres.

### 3.3.2 Macrodrenagem

O sistema de macrodrenagem envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem, e é responsável pelo final do escoamento de torrentes de água, constituído por canais, sejam eles naturais ou artificiais, e também de galerias maiores e estruturas de auxílio. Esse sistema ainda tem como finalidade, a melhoria nas condições de escoamento, a fim de que problemas como erosões, inundações e assoreamento no fundo de vales, possam ser reduzidos. Por esse motivo, o tempo de retorno para dimensionamento é de aproximadamente 100 anos. (MORALES, 2003).

Quando se tem um sistema bem projetado, há uma redução significativa nos custos iniciais do sistema, como uma redução do tamanho da tubulação a ser enterrada. Porém, se houver ausência desse sistema, a água passa a escoar por depressões topográficas e por cursos d'água naturais, e diante de tal fato, caso não haja um bom planejamento de desenvolvimento da área urbana, as consequências serão de grandes perdas e prejuízos. (DAEE/CETESB, 1980).

### 3.3 Elementos hidráulicos do sistema de microdrenagem

Um sistema de microdrenagem é composto por diversos elementos hidráulicos, que são eles:

### 3.3.1 Meio fio

Meios-fios, conhecidos também como guias, são peças fabricadas de concreto ou pedras, e são localizados entre a via pública e a calçada, de modo que a face superior ajusta-se ao mesmo nível do passeio e de posição paralela ao eixo da rua. (TUCCI, 1995).

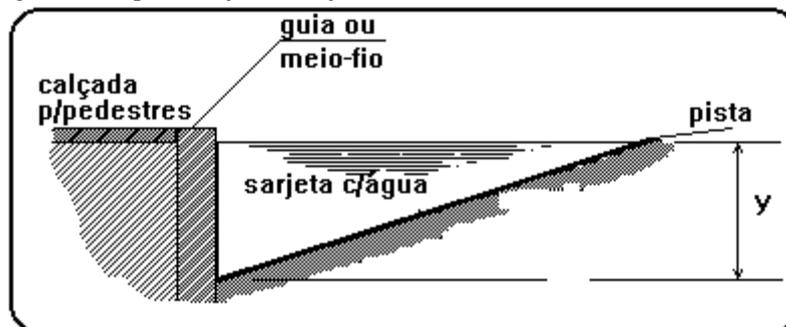
### 3.3.2 Sarjeta

Cardoso Neto (2014) afirma que sarjetas são canais formados a partir do limite das vias com a guia, formando um dispositivo com características de uma calha, que coleta a água de chuva provindas da rua.

As sarjetas têm por função atuar como um canal aberto, de seção triangular e sua capacidade dependem significativamente das suas declividades: transversal e longitudinal, assim como de seu respectivo coeficiente de rugosidade, e também dos limites de segurança e conforto admitidos. (CARVALHO, 1995).

A Figura 2 apresenta um esquema de uma sarjeta e apresenta o posicionamento do meio fio.

Figura 2 - Representação da sarjeta e meio-fio.



FONTE: Fernandes, 2002.

Carvalho (1995) ressalta que existem critérios a serem respeitados quanto à velocidade, a fim de garantir o bom funcionamento hidráulico das sarjetas:

- Velocidade mínima – 0,5m/s;
- Velocidade máxima – 4,0 m/s.

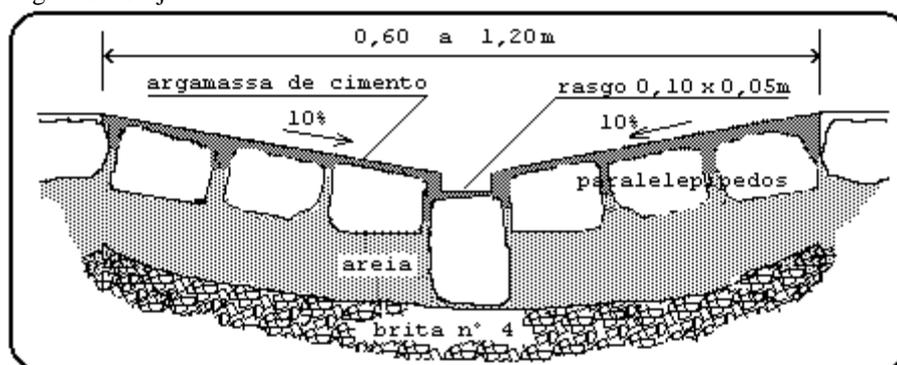
Carvalho (2012) afirma ainda que a declividade transversal mínima da sarjeta é de 3% e máxima sarjeta por chegar a 25%.

### 3.3.3 Sarjetão

Segundo Cardoso Neto (2014), os sarjetões são constituídos do mesmo material utilizado na pavimentação e localizam-se nos cruzamentos de vias. Tais dispositivos tem por função captar as águas de chuva e, por meio dos canais, fazer a orientação desse fluxo.

A Figura 3 apresenta o esquema de um sarjetão constituído de paralelepípedos cobertos por uma camada de argamassa de cimento.

Figura 3 - Sarjetão.



FONTE: Fernandes, 2002.

### 3.3.4 Bocas de lobo

Segundo DAEE/CETESB (1980), bocas de lobo são dispositivos localizados nas sarjetas que tem por objetivo a captação das águas que escoam nas mesmas, e posteriormente encaminhá-las até as galerias e cursos d'água.

Fernandes (2012) afirma que as localizações de tais dispositivos acontecem em dois pontos distintos das sarjetas: intermediários ou baixos. Os pontos intermediários são aqueles localizados em trechos constantes com declividade invariável, onde as águas pluviais entram apenas por uma extremidade. Já os pontos baixos são aqueles localizados em pontos com diferentes declividades ou próximos à curvatura do meio-fio no cruzamento das vias, onde as águas pluviais entram por duas extremidades.

As bocas de lobo em seu desempenho suportam uma menor capacidade que as calculadas, isso se deve a diversos fatores como a obstrução causada por resíduos provindos das águas, anormalidade na pavimentação das vias próximas às sarjetas, bem como a suposição de um dimensionamento falho. DAEE/CETESB (1980).

Por esse motivo, para equilibrar os efeitos de tais fatores, é necessário a aplicação de coeficientes de redução, onde esses são apresentados pela DAEE/CETESB (1980) no Quadro 1.

Quadro 1 - Coeficientes de redução das bocas de lobo.

<b>Localização nas sarjetas</b>	<b>Tipo da Boca de Lobo</b>	<b>% permitida sobre o valor teórico</b>
<b>Ponto Baixo</b>	Simple	80
<b>Ponto Baixo</b>	Com Grelha	50
<b>Ponto Baixo</b>	Combinada	65
<b>Ponto Intermediário</b>	Simple	80
<b>Ponto Intermediário</b>	Grelha Longitudinal	60
<b>Ponto Intermediário</b>	Grelha Transversal, ou Longitudinal, com Barras Transversais.	50
<b>Ponto Intermediário</b>	Combinada	110% dos valores indicados para a grelha correspondente

FONTE: DAEE/CETESB (1980), adaptado pelo autor.

Se tratando da boca de lobo simples, a DAEE/CETESB (1980) afirma que ela pode funcionar diante de duas condições de escoamento:

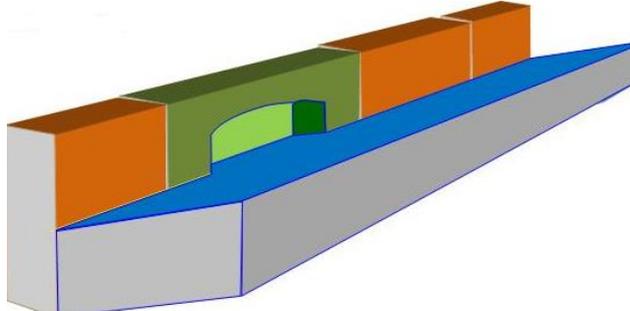
- Quando o escoamento ocorre em superfície livre, a boca de lobo atua como um vertedor. Tal fato acontece quando  $y \leq h$  e sua capacidade se eleva proporcionalmente a  $y^{1,5}$ ; Quando o escoamento ocorre de modo afogado, a boca de lobo atua como um orifício. Tal fato acontece quando  $y \geq 2h$  e sua capacidade se eleva proporcionalmente a  $y^{0,5}$ .

Segundo a DAEE/CETESB (1980) para a condição  $h < y < 2h$ , o funcionamento é inconstante e indefinível, e funciona tanto como vertedor quanto como orifício.

Ainda segundo a DAEE/CETESB (1980) são classificados quatro tipos distintos de bocas de lobo, nos quais todos esses tipos possuem duas condições: com depressão ou sem depressão.

As bocas de lobo sem depressão são aquelas que utilizam da mesma declividade transversal imposta pela sarjeta para o engolimento das águas pluviais, como apresentado na Figura 4.

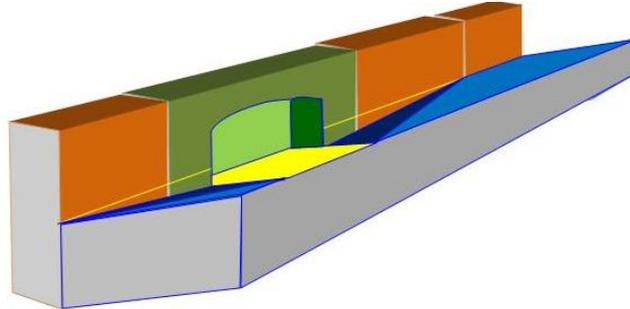
Figura 4 - Boca de lobo simples sem depressão.



FONTE: Watanabe, 2013.

As bocas de lobo com depressão são aquelas que têm uma declividade maior que a sarjeta, aumentando assim a altura de fluxo e conseqüentemente a capacidade de engolimento das águas pluviais, como apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Boca de lobo simples com depressão.



FONTE: Watanabe, 2013.

#### 3.3.4.1 Boca de lobo simples

DAEE/CETESB (1980) caracteriza boca de lobo simples como um elemento hidráulico que possui abertura de forma vertical no meio fio, capaz de captar as águas pluviais que ali escoam.

A boca de lobo simples tem como vantagem fundamental uma menor chance de obstrução por detritos, devido à aberturas maiores em relação aos demais tipos de bocas coletoras. Porém, esse respectivo tipo não é indicado para sarjetas em que a declividade

longitudinal é grande, uma vez que nesse caso a eficiência é reduzida. (DAEE/CETESB, 1980)

Na Figura 6 é apresentada a boca de lobo do tipo simples, com depressão e sem depressão.

Figura 6 - Boca de lobo simples.



FONTE: DAEE/CETESB, 1980.

### 3.3.4.2 Boca de lobo com grelha

Segundo o DAEE/CETESB (1980) a boca de lobo com grelha é um dispositivo que realiza a captação vertical da água, e apresenta uma abertura tampada por grades constituídas de barras metálicas transversais ou longitudinais.

DAEE/CETESB (1980) ressalta que a principal desvantagem da boca de lobo com grelha é a sua obstrução por detritos e sujeiras vindas das águas que ali escoam, e por esse motivo, a sua eficiência pode ser parcialmente ou totalmente reduzida.

A Figura 7 apresenta a boca de lobo com grelha, com depressão ou sem depressão.

Figura 7 - Boca de lobo com grelha.



FONTE: DAEE/CETESB, 1980.

### 3.3.4.3 Boca de lobo combinada

A boca de lobo combinada é a união da boca de lobo do tipo simples junto à boca de lobo com grelha atuando como um único sistema. Usualmente o dispositivo com grelhas é posto à frente da abertura da guia, podendo ser posicionado também a jusante ou a montante. (DAEE/CETESB, 1980).

Através de estudos, DAEE/CETESB (1980) revela que quando não há obstrução na grelha, a abertura da guia perde significativamente sua função. No entanto, quando ocorre a obstrução da grelha, a abertura passa a receber água, garantindo assim o bom funcionamento da boca de lobo composta.

DAEE/CETESB (1980) diz ainda, que quando a grelha é colocada à jusante da abertura há uma maior garantia da eficiência do dispositivo.

A Figura 8 apresenta a boca de lobo combinada, com depressão e sem depressão:

Figura 8 – Boca de lobo combinada.



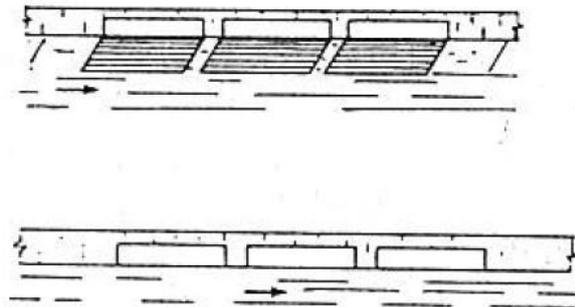
FONTE: DAEE/CETESB, 1980.

#### 3.3.4.4 Boca de lobo múltipla

Segundo DAEE/CETESB (1980), boca de lobo múltipla é o posicionamento de duas ou mais bocas de lobo, de quaisquer tipos apresentados, posicionadas em série exercendo sua função como um único conjunto.

A Figura 9 apresenta a boca de lobo múltipla.

Figura 9 - Boca-de-lobo múltipla.



FONTE: DAEE/CETESB, 1980.

### 3.3.5 Galeria

Tucci (2000) define galeria como tubulações públicas atribuídas para realizar a condução das águas pluviais, oriundas das bocas de lobo, e encaminhá-las até o seu destino final. Podem apresentar diversos formatos variando entre retangular, trapezoidal e circular, como apresentada na Figura 10.

Figura 10 - Galeria.

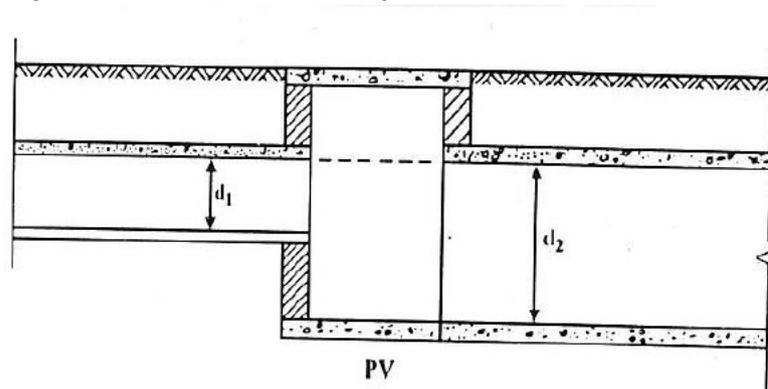


FONTE: Cheade, 2013.

Tucci (1995) estabelece diâmetro mínimo de 300 mm para a galeria circular, e afirma que a velocidade máxima admissível depende do material utilizado na rede. Para uma tubulação de concreto é estabelecido uma velocidade mínima de 0,60 m/s e uma velocidade máxima admissível de 5,0 m/s.

Quando ocorrer mudança de diâmetro o alinhamento dos tubos deverão seguir a geratriz superior, ou seja, a margem superior dos tubos como apresentado no esquema da Figura 11. (TUCCI, 1995)

Figura 11 - Alinhamento da tubulação.



FONTE: Tucci, 1995.

De acordo com a Prefeitura do Município de São Paulo (1999), para um pré-dimensionamento de canalizações e galerias é necessário que seja considerado uma condição de escoamento em regime uniforme, mesmo que essa situação só ocorra em casos especiais.

Azevedo Netto (2012) acentua alguns princípios de grande importância para a elaboração do elemento hidráulico, como:

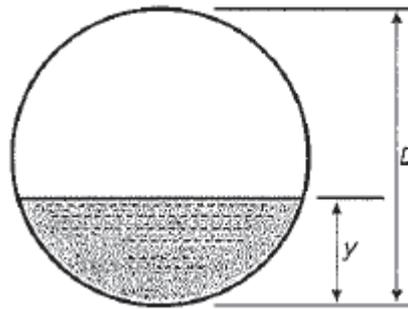
- O tempo de duração da chuva que sucede na máxima vazão é equivalente ao tempo de concentração;
- Durante a chuva a intensidade é considerada constante;
- A impermeabilidade do solo é invariável no tempo de duração da chuva;
- Nas galerias o escoamento é considerado um conduto livre, com características permanente e uniforme.

Outros critérios consideráveis no dimensionamento estabelecidos projetista são apontados por Azevedo Netto (2012):

- Em galerias de seção circular, dimensionadas à seção plena ou em relação  $y/D$  0,95 e as galerias de seção retangular é calculada com altura mínima de 0,10 h.
- O parâmetro mais econômico de declividades na prática é quando a declividade for igual ao terreno, porém devem ser limitados recobrimento mínimo de 1 metro e profundidade máxima de 3,5m.

Existem diversas equações disponíveis para representar o escoamento uniforme, dentre elas destacam-se as mais populares como a de Manning, Chézy e de Darcy-Weissbach. (PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO, 1999).

Para que se trabalhe na equação de Manning é necessário que se estabeleça uma relação de  $y/D$ . Segundo Azevedo Netto (2012), em uma seção circular, a altura da lamina d'água é estabelecida como “ $y$ ” e “ $D$ ” como diâmetro da seção. A Figura 12 apresenta uma seção circular com relação  $y/D$ .

Figura 12 - Relação  $y/D$  em uma seção circular.

FONTE: Azevedo Netto, 2012.

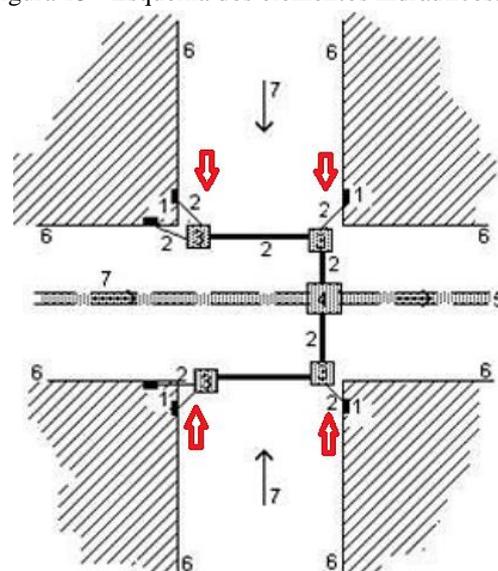
Para a utilização de Manning é necessário que uma área molhada e um raio hidráulico da seção sejam determinados. Desta forma Azevedo Netto (2012) caracteriza área molhada como a área de escoamento em um conduto em relação à seção total.

Azevedo Netto (2012) define ainda que o perímetro molhado é a dimensão da linha que circunda a área de escoamento em um conduto forçado em relação à seção total.

### 3.3.6 Tubos de ligação

Tucci (1995) refere-se à tubo de ligações como tubulações que realizam o transporte das águas providas das bocas de lobo e encaminhando-as até as galerias ou para os poços de visita. Na Figura 13 é apresentado um esquema geral dos elementos hidráulicos onde os tubos de ligação foram identificados por setas.

Figura 13 - Esquema dos elementos hidráulicos.



FONTE: Fernandes, 2002.

Figura 1.5

#### Posições das unidade de drenagem

- 1 - bocas coletoras
- 2 - tubos de ligação
- 3 - caixas mortas
- 4 - poço de visita
- 5 - galeria subterrânea
- 6 - limite sarjeta/guia
- 7 - declividade da rua (sentido do escoamento)

### 3.3.7 Caixas de ligação

Caixas de ligação, explícitas na Figura 14, são implantadas ao projeto quando há necessidade de posicionar uma boca de lobo em pontos intermediários, ou mesmo a fim de evitar que um poço de visita tenha mais que quatro tubulações ligadas à ele. (TUCCI, 2000).

Figura 14 - Caixa de Ligação.



FONTE: Baltt, 2014.

Tucci (2000) ressalta ainda que a atribuição da caixa de ligação é semelhante ao poço de visita, entretanto, o diferencial é que a caixa de ligação não permite acesso depois de finalizada a obra, e tem como vantagem a economia do projeto em geral quando comparado ao elevado custo de um poço de visita.

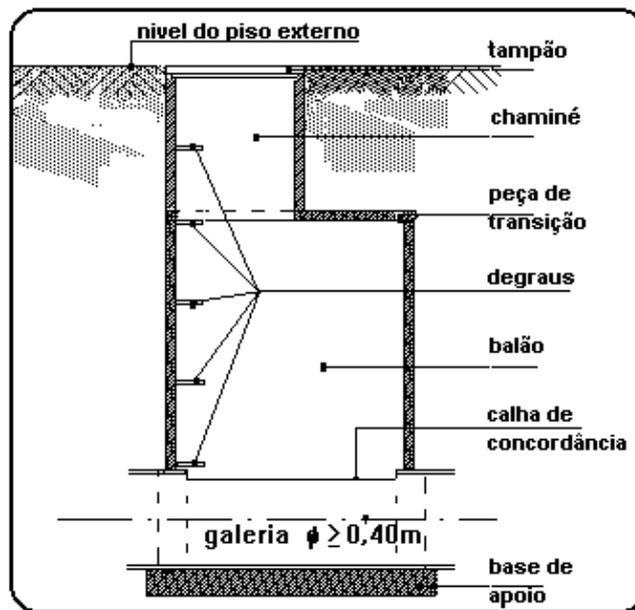
### 3.3.8 Poço de Visita

De acordo com Tucci (1995) poços de visita são elementos posicionados em locais planejados, a fim de permitir mudança de direção do fluxo, alteração de diâmetro da tubulação, variação de declividade, cruzamento de ruas e controle e limpeza da galeria. A Figura 15 apresenta um modelo de poço de visita.

Segundo Cardoso Neto (2014), esses elementos são executados em diversos materiais, como concreto e tijolos que são os mais utilizados, e pode ser construído também com blocos de concreto ou materiais metálicos.

Cardoso Neto (2014) enfatiza também a grande importância de se manter o maior afastamento possível entre os poços de visita para garantir padrões mais econômicos.

Figura 15 - Esquema de um poço de visita.



FONTE: Fernandes, 2002.

Tucci (2000) apresenta valores máximos de espaçamentos entre poços de visita, onde estes são apresentados pelo Quadro 2.

Quadro 2 – Espaçamento máximo entre poços de visita.

Diametro (ou altura do conduto) (m)	Espaçamento (m)
0,30	120
0,50 – 0,90	150
1,00 ou mais	180

FONTE: DAEE/CETESB, 1980, adaptado pelo autor.

### 3.4 Fatores Hidrológicos

De acordo com Wilken (1978), ciclo hidrológico é a evaporação, condensação, precipitação e escoamento das águas que cai sobre a Terra. Desse ciclo, as duas últimas fases são as de maior interesse na elaboração de um projeto de drenagem, levando em consideração a região a ser executada.

A Prefeitura do Município de São Paulo (1999) afirma que a análise dos fatores hidrológicos tem a finalidade de informar valores das máximas vazões a fim de serem utilizados no dimensionamento do projeto, assim como a projeção de períodos de cheias.

Portanto, considerações hidrológicas são de grande importância em todas as fases de projeto, que são elas: planejamento, elaboração e execução das obras. Na ausência ou falha de tais considerações o sistema pode ser ineficiente ou superdimensionado, atingindo questões financeiras. (TUCCI, 2000).

#### 3.4.1 Caracterização da Bacia Hidrográfica

Segundo Pinto (2008), bacia hidrográfica ou bacia de contribuição de uma parcela de curso d'água é denominado como a área geográfica que coleta as águas pluviais, na qual o escoamento dessas águas pelo solo alcança toda a seção delimitada.

De acordo com Carvalho (1995), o primeiro fator para delimitação da bacia é a identificação de todos os talvegues até a nascente e posteriormente identificam-se os pontos de maior cota. Desse modo, com o escoamento das vias apresentado é possível delimitar a área através dos pontos divisores.

#### 3.4.2 Tempo de retorno

Segundo Tucci (2000) tempo de retorno é o tempo determinado para a ocorrência de um evento, em outro modo pode considerado como o inverso da probabilidade de um acontecimento ser igual ou maior em relação à um ano qualquer. Quando estabelecido o tempo de retorno para um projeto, de maneira automática é estabelecido também o nível de proteção dos indivíduos de uma região, isto é, a chance que os indivíduos ainda estão sujeitos mesmo após a execução da obra.

Tucci (2000) diz ainda que esse é um parâmetro a ser estabelecido em âmbitos políticos, já que os representantes de determinada população é que decidem o nível de proteção pretendido e o quanto poderão desembolsar por ele.

De acordo com Tucci (1995) o tempo de retorno mais empregado na microdrenagem varia de dois a dez anos. O Quadro 3 apresenta um tempo de retorno para diversas ocupações.

Quadro 3 - Tempo de retorno.

<b>Tipo de Obra</b>	<b>Tipo de ocupação da área</b>	<b>Tempo de retorno</b>
<b>Microdrenagem</b>	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviço público	5
	Aeroportos	2 - 5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 - 10
<b>Macrodrenagem</b>	Áreas comerciais e residenciais	50 - 100
	Áreas de importâncias específicas	500

FONTE: DAEE/CETESB, 1980, adaptado pelo autor.

### 3.4.3 Coeficiente de escoamento superficial

Silva (2006) define coeficiente de escoamento superficial como a relação entre a quantidade de água escoada em uma determinada superfície e a quantidade de água precipitada.

Silva (2006) ressalta que o coeficiente de *Runoff* pode ser referente a uma só chuva ou referente a um intervalo de tempo onde aconteceram diversas chuvas.

A partir da determinação do coeficiente de deflúvio para uma específica chuva com um tempo de duração estabelecido, é possível definir esse coeficiente em outras precipitações de intensidades distintas, contando que o tempo de duração seja o mesmo. (SILVA,2006).

Os Quadros 4 e 5 apresenta as diversas faixas de coeficiente de escoamento superficial para determinadas áreas e superfícies.

Quadro 4 - Coeficiente de "Runoff" relacionado à área (continua).

<b>DESCRIÇÃO DA ÁREA</b>	<b>COEFICIENTE DE "RUNOFF"</b>
<b>Área Comercial</b>	
Central	0,70 a 0,95
Bairros	0,50 a 0,70
<b>Área Residencial</b>	
Residências Isoladas	0,35 a 0,50
Unidades múltiplas (separadas)	0,40 a 0,60
Unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 a 0,75
Lotes com 2000m <sup>2</sup> ou mais	0,30 a 0,45
Área com prédio de apartamentos	0,50 a 0,70

Quadro 4 - Coeficiente de "Runoff" relacionado à área (conclusão).

DESCRIÇÃO DA ÁREA	COEFICIENTE DE "RUNOFF"
<b>Área Industrial</b>	
Indústrias Leves	0,50 a 0,80
Indústrias Pesadas	0,60 a 0,90
Parques, Cemitérios	0,10 a 0,25
"Playgrounds"	0,20 a 0,35
Pátios de estradas de ferro	0,20 a 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30

FONTE: DAEE/CETESB, 1980, adaptado pelo autor.

Quadro 5 - Coeficiente de "Runoff" relacionado à superfície.

CARACTERÍSTICA DA SUPERFÍCIE	COEFICIENTE DE RUNOFF
<b>Ruas</b>	
Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95
<b>Passeios</b>	0,75 a 0,85
<b>Telhados</b>	0,75 a 0,95
<b>Terrenos relvados (solo arenoso)</b>	
Pequena declividade (2%)	0,05 a 0,10
Declividade média (2% a 7%)	0,10 a 0,15
Forte declividade (7%)	0,15 a 0,20
<b>Terrenos relvados (solos pesados)</b>	
Pequena declividade (2%)	0,15 a 0,20
Declividade média (2% a 7%)	0,20 a 0,25
Forte declividade (7%)	0,25 a 0,30

FONTE: DAEE/CETESB, 1980, adaptado pelo autor.

Segundo Wilken (1978), para o cálculo do coeficiente superficial é sugerido admitir um valor para toda a bacia a ser analisada. Desse modo, esse valor a ser admitido é resultante da média ponderada de todas as partes da área total relacionadas aos específicos coeficientes, de acordo com seus aspectos.

#### 3.4.4 Tempo de escoamento superficial

O escoamento superficial engloba desde o excesso de água de chuva que percorre livremente pela superfície até o escoamento de um curso d'água, que pode ser sustentado pelo excesso de água de chuva ou pela água que passa abaixo da superfície terrestre. (SILVA,2006).

### 3.4.5 Tempo de Concentração

De acordo com Carvalho (1995), tempo de concentração é o tempo gasto que a água de chuva irá percorrer do divisor mais elevado até alcançar o ponto de saída da bacia em consideração.

Pinto (2008) ressalta que esse tempo refere-se à duração do trajeto de uma partícula de água que consome mais tempo para alcançar a seção.

Carvalho (1995) afirma ainda que pelo método racional, o fluxo máximo irá ocorrer quando a bacia como um todo passar a contribuir, e por esse motivo a chuva conhecida passa a ser homogeneamente distribuída. Dessa forma, a duração será equivalente ao tempo de concentração.

Cardoso Neto (2014) destaca que o tempo de concentração é determinado em relação às características da bacia em estudo e da intensidade de chuva no local, e por essa razão foram realizadas pesquisas experimentais que apresenta uma formulas específicas em relação a diferentes escoamentos, classificados em grupos:

- Escoamentos em superfícies: preponderantes em bacias menores e de velocidade de escoamento sobre superfícies relativamente baixa. Dependem da intensidade, rugosidade e declividade do local, e as fórmulas para esse tipo de escoamento são normalmente aplicadas em aeroportos, estacionamentos, entre outros.
- Escoamento em canais naturais: As velocidades são relativamente maiores comparadas ao escoamento em superfícies, devido ao fato de predominarem em bacias maiores, onde os canais são definidos, resultando em um melhor escoamento. Esse tipo de escoamento pouco depende da intensidade e da rugosidade, uma vez que o tempo de escoamento no canal é maior que em superfícies.
- Escoamentos em galerias: As velocidades são relativamente maiores que nos escoamentos anteriores, posto que o escoamento em galerias acontecem em bacias que já sofreram medidas estruturais de drenagem.

Tucci (1995) afirma que o cálculo para tempo de concentração em bacias urbanas é caracterizado pela soma dos tempos de concentração nos diversos trechos. Sua fórmula é composta por duas parcelas, sendo uma correspondente ao tempo de concentração inicial equivalente ao escoamento em áreas urbanas, e que muita das vezes pode ser adotado como 10 minutos, e outra parcela referente ao tempo de concentração do trecho atual.

De acordo com Morales (2003), existem diversas fórmulas empíricas para a determinação do tempo de concentração, dentre as mais utilizadas estão:

- Kirpich - California Culverts Practice: Utilizado para bacias menores;
- George Ribeiro: Utilizado para qualquer bacia;
- Ven Te Chow: Utilizado para bacias pequenas.

#### 3.4.6 Intensidade máxima de chuva

DAEE/CETESB (1980) define intensidade como uma quantidade de chuva que cai em um determinado intervalo de tempo, para uma precipitação com denominada frequência e com uma permanência igual ao tempo de concentração.

Segundo Azevedo Netto (2012) o cálculo da intensidade pluviométrica é sempre baseado em dados do local em estudo e usualmente provém do emprego de equações específicas ou curvas de duração, recorrência e intensidade de chuvas.

Azevedo Netto (2012) diz ainda que os métodos estatísticos dos dados pluviométricos apresenta a intensidade como sendo diretamente proporcional ao tempo de recorrência, e indiretamente proporcional ao tempo de duração, isto é, as chuvas de maior intensidade são mais raras e menos duradouras.

Para determinação da intensidade é preciso obter fatores empíricos para cada cidade em estudo através do *software* Plúvio, desenvolvido pela Universidade Federal de Viçosa (UFV) em parceria com o Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos (GPRH).

#### 3.4.7 Vazão

Com o avanço nos estudos da hidrologia nas últimas décadas, os projetistas passaram a conviver com diversas fórmulas e métodos disponíveis para a estimativa da vazão. Tais métodos foram classificados em quatro grupos: fórmulas empíricas, método estatístico, método hidrometeorológico e por fim o método racional. (PINTO, 2008)

##### 3.4.7.1 Métodos empíricos

Segundo Azevedo Netto (2012) o método empírico é um conjunto de fórmulas onde a vazão é dependente de particularidades físicas da bacia e de aspectos ligados à precipitação. É estabelecido por meio de estudos no local, o que abrange limites em relação a sua validade.

#### 3.4.7.2 Métodos estatísticos

De acordo com Azevedo Netto (2012), nesse conjunto de fórmulas é considerada a análise econômica do risco aceitável, relacionando aos prejuízos consequentes de danos possíveis às despesas extras de estruturas de maiores proporções.

Ainda segundo o mesmo autor, nesse caso é executado uma análise da probabilidade de ocorrência de um evento, fundamentado nas máximas vazões averiguadas em cada ano, em uma sucessão destes. Assim, quanto maior o tempo de observação, maior a chance da probabilidade se aproximar da frequência. Diante dessa observação, pode-se substituir a probabilidade pela frequência. Azevedo Netto (2012) ressalta o método estatístico mais utilizado para determinação da vazão calculada pela fórmula geral de Vem Te Chow.

#### 3.4.7.3 Métodos hidrometeorológicos

Azevedo Netto (2012), afirma que são métodos que fundamentam-se na análise da precipitação máxima provável de uma área definida, por intermédio da avaliação de circunstâncias meteorológicas em virtude da máxima umidade atmosférica, suficiente para se transformar em precipitação.

Azevedo Netto (2012) diz ainda que sua aplicação é dependente de amplos números de dados hidrológicos e meteorológicos, e devido a sua complexidade só é utilizado em obras de grande responsabilidade.

#### 3.4.7.4 Método Racional

Um dos métodos muito utilizado na determinação da vazão é a utilização de fórmulas, determinadas de “fórmulas racionais”, na qual existe relação entre a intensidade, área da bacia e um coeficiente de escoamento superficial. (PINTO,2008)

Wilken (1978) ressalta que o método racional é definido como o conceito básico onde a máxima vazão ocorre em um todo de uma bacia contribuinte de pequeno porte, e esta é provocada por uma chuva de intensidade constante.

De acordo com as literaturas de Wilken (1978), Azevedo Netto (2012) e Carvalho (1995) a recomendação para aplicação do método racional é para bacias pequenas, que sejam menores à 500ha (5km<sup>2</sup>).

Pinto (2008) acentua que apesar da designação de racional proporcionar uma condição de segurança, é necessário manipular na fórmula com grande precaução, uma vez que engloba várias simplificações e coeficientes da qual a percepção e avaliação são subjetivas.

### **3.5 Problemas frequentes**

Devido à gerência inadequada do planejamento de drenagem, diversos problemas são desencadeados e trazem grandes prejuízos a população. Desta maneira, dentre os problemas mais frequentes no Brasil são destacados as enchentes urbanas e erosão urbana.

#### **3.5.1 Erosão urbana**

Tucci (1995) conceitua-se erosão como o meio de carregamento do solo e afirma que os fatores que desencadeiam tal situação podem ser água, vento ou outros.

Em relação à água, Tucci (1995) afirma que quando a partícula de precipitação atingir o solo acontecerá a fragmentação e posteriormente o transporte de tais partículas por intermédio do escoamento superficial. A Figura 16 demonstra um processo de erosão urbana devido a problemas de drenagem.

As principais consequências da erosão em um determinado local é a perda do solo, assim como seu empobrecimento e o carregamento dos materiais para os cursos d'água. A partir da erosão resíduos e sedimentos são gerados, o que contribuirá para a sedimentação das tubulações, galerias, entre outros.

Figura 16 - Local em processo de erosão.



FONTE: Watanabe, 2013.

### 3.5.1.1 Medidas de Controle

As formas de controle da erosão são caracterizadas como preventivos ou corretivos. O modo preventivo envolve uma atividade de reconhecimento dos parâmetros físicos de ocupação, assim como o uso e maneiras de ocupação da população na região estudada. Essa atividade é exercida por meio de uma legislação correta, fiscalização e até mesmo multas e condenação dos infratores. Já o método corretivo envolve a análise da situação e a elaboração de um projeto para a solução do problema. (TUCCI,1995).

### 3.5.2 Enchentes urbanas

Enchente pode ser definida como o transbordamento temporário de um determinado canal devido ao aumento de descarga. A Figura 16 apresenta um local em um processo de enchente urbana.

Tucci (1995) destaca que as consequências das enchentes nas áreas urbanas acontecem devido a dois fatores, que podem ocorrer de forma local ou global.

- Enchente nas áreas ribeirinhas: é um fenômeno que ocorre de forma natural, na qual o rio atinge o seu leito maior. Normalmente ocorre em bacias maiores que mil quilômetros quadrados e os efeitos são causados especialmente pela ocupação desajustada da população;

- Enchente causada pela urbanização: Com a impermeabilização do solo devido à urbanização a água que penetrava sobre a superfície passa a escoar nas vias, aumentando assim o escoamento superficial. As principais consequências são o aumento da vazão máxima e aumento do volume de água a escoar.

Figura 17 - Inundação Urbana.



FONTE: Mansur, 2008.

Segundo o mesmo autor, inundações locais são consequência de fatores como o estreitamento de um curso d'água através de estruturas executadas ou assoreamento do leito por sedimento, assim como por projetos mal planejados ou executados.

Na maioria das vezes, estruturas como pontes, adutoras e rodovias são executadas sem consideração de seu efeito sobre a drenagem. (TUCCI,1995)

### 3.5.2.1 Medidas de controle

As medidas de controle de enchentes podem ser consideradas estruturais e não estruturais. A primeira medida diz respeito à construção de obras hidráulicas como barragens, canalizações, etc. Medida não estrutural pode ser considerada como a prática de parâmetros preventivos, como zoneamento nas regiões de enchente, alerta à população e seguro. Dessa forma, é incontestável que as medidas estruturais são mais onerosas que as medidas preventivas. (TUCCI,1995).

Portanto a elaboração de planos diretores de drenagem urbana é o critério mais recomendado, uma vez que estabelece estratégias e formas para obtenção de melhores soluções de drenagem urbana. (TUCCI,2000).

## 4 METODOLOGIA

O presente trabalho propõe a readequação do sistema de drenagem existente no bairro São Miguel, para a solução e minimização dos problemas frequentes em trechos analisados, que são especificamente nos últimos 171 metros finais da Rua Alameda das Hortências, na Avenida Antônio Constantino Barbosa em seus últimos 150 metros, e a Avenida João Júlio de Faria que situa-se entre as ruas destacadas, medindo aproximadamente 358 m, apresentados na Figura 18.

Figura 18 - Trechos críticos.



Fonte: *Google Earth*, adaptado pelo autor.

Nos trechos destacados encontram-se diversas complicações relacionadas ao sistema de drenagem atual, e em consequência desse fato, é possível identificar problemas frequentes ao longo das vias como explicitas na Figura 19.

Figura 19 - Processo erosivo.



Fonte: O autor.

Na figura 20 é apresentado o trecho crítico da Avenida João Júlio de Faria que apresenta grandes alagamentos.

Figura 20 - Trechos alagados.



Fonte: O autor.

Por esse motivo, foi realizado um estudo das estruturas de drenagem já existentes no local, posteriormente relacionadas com os dados obtidos através de literaturas, e por fim apresentado as medidas de readequação do local.

Para obtenção de dados e informações foram utilizados *softwares*, como AUTOCAD, Plúvio, Google *Earth*, *Globo Mapper*, visitas no local, além de dados obtidos pela Prefeitura Municipal de Boa Esperança.

## 4.1 Determinação dos fatores hidrológicos

### 4.1.1 Bacia Hidrográfica – Área de contribuição

A bacia de contribuição da área de drenagem em estudo foi delimitada através do *software* *Google Earth* e para a análise topográfica do local foi necessário auxílio do *software* *Globo Mapper* desenvolvido pela empresa *Blue Marble Geographics*, onde foi possível a determinação das curvas de nível do local com uma equidistância equivalente a 1 metro entre si.

Depois de delimitada a bacia de contribuição foi realizado o cálculo das áreas de contribuição para cada trecho crítico através do *software* *AUTOCAD* para que, mais tarde, possam ser utilizadas no dimensionamento da vazão de chuva.

### 4.1.2 Tempo de retorno

O tempo de retorno foi definido a partir da análise do Quadro 3 fornecido por DAEE/CETESB (1980), e assim relacionando com a situação real da área. Foi analisada a área de ocupação através do *Google Earth* e visitas locais, e também os riscos admissíveis referentes ao nível de proteção dos indivíduos e locais que ali habitam.

### 4.1.3 Coeficiente de escoamento superficial

Azevedo Netto (2012) expressa o coeficiente válido para toda a bacia, conforme a equação 1:

$$C = \frac{\sum An \times Cn}{A}$$

(Equação 1)

Onde:

An: Área de cada parcela (m<sup>2</sup>);

Cn: Respectivo coeficiente de cada parcela de área;

A: Área total da Bacia (m<sup>2</sup>).

Tal fórmula para ser executada com exatidão foi necessário definir os tipos de ocupação do local através do *software* *Google Earth* e visitas no local e posteriormente

relacioná-los com os Quadros 4 e 5. As áreas correspondentes foram calculadas através do *software* AUTOCAD e desse modo, foi estabelecido um coeficiente médio de toda bacia de contribuição.

#### 4.1.4 Tempo de concentração

O tempo de escoamento superficial foi determinado a partir da Equação 2 de George Ribeiro, que pode ser utilizada para qualquer bacia.

$$ts = \frac{16L}{(1,05 - 0,2p)(100s)^{0,04}}$$

(Equação 2)

Onde:

ts: tempo de escoamento superficial (min);

L: extensão do talvegue (Km);

$$p = \frac{\text{área coberta de vegetação}}{\text{área total da bacia}};$$

s: declividade média do talvegue (m/m);

Segundo a literatura de Tucci (1995) o coeficiente de escoamento superficial é composto por duas parcelas, sendo uma correspondente ao tempo de concentração inicial equivalente ao escoamento em áreas urbanas, e que muitas das vezes pode ser adotado como 10 minutos, e outra parcela referente ao tempo de concentração do trecho atual.

Desse modo foi estabelecido o tempo de concentração foi estabelecido pela Equação 3.

$$tc = ts + 10$$

(Equação 3)

tc: tempo de concentração (min);

ts: tempo de escoamento superficial (min).

#### 4.1.5 Intensidade pluviométrica

A determinação da intensidade de chuva foi estabelecida através da Equação 4.

Tal equação conta com componentes relacionados à cidade em estudo, tais como k, a, b e c. Estes foram definidos com auxílio do *software* Plúvio, elaborado pela Universidade Federal de Viçosa em parceria com o Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos.

$$i = \frac{KT^a}{(t + b)^c}$$

(Equação 4)

Onde:

i: intensidade média de chuva (mm/h);

K, b, a e c são fatores empíricos estabelecidos para cada localidade;

T: tempo de retorno (anos);

tc: tempo de concentração (min).

#### 4.1.6 Vazão de chuva

Depois de estabelecido o coeficiente de escoamento superficial, intensidade e área de contribuição é possível o cálculo da vazão de chuva para o local em estudo.

Wilken (1978) ressalta que o método racional é definido como o conceito básico onde a máxima vazão ocorre em um todo de uma bacia contribuinte de pequeno porte, e esta é provocada por uma chuva de intensidade constante. A Equação 5 expressa o método racional para estimativa do pico de cheia.

$$Q = C \times i \times A$$

(Equação 5)

Onde:

Q: vazão de enchente na seção de drenagem;

C: coeficiente de escoamento superficial – Runoff;

i: intensidade média de chuva (mm/h);

A: Área da bacia em estudo (m<sup>2</sup> ou ha).

## 4.2 Análise dos elementos hidráulicos existentes

Através de pesquisas in loco foi possível realizar um levantamento das estruturas hidráulicas presente no local de estudo, porém a prefeitura relata que não há projeto de drenagem disponível para análise.

A seguir foram identificados nas vias que continham o sistema, como galerias, inclinação e altura das sarjetas nos trechos, bem como a declividade das ruas pertencentes à área da bacia de drenagem. Os materiais utilizados para o levantamento da estrutura existente foram trenas, mangueira de nível, dispositivos fotográficos e informações passadas por intermédio da Prefeitura Municipal de Boa Esperança.

#### 4.2.1 Sarjeta

As sarjetas foram caracterizadas nos trechos críticos, suas declividades e dimensões, assim como a via na qual se encontra, bem como a análise em todas as demais vias do local em estudo.

DAEE/CETESB (1980), ressalta que o dimensionamento da capacidade teórica da sarjeta é realizado através da fórmula de Manning modificada por Izzard apresentada pela Equação 6.

$$Q = 0,375 \times \left(\frac{Z}{n}\right) \times i^{\frac{1}{2}} \times y^{\frac{8}{3}}$$

(Equação 6)

Onde:

Q: vazão de escoamento pela sarjeta (m<sup>3</sup>/s);

Z: inverso da declividade transversal (m/m);

i: declividade longitudinal da via (m/m);

y – profundidade da lamina d'água junto ao meio fio, usualmente 80% do meio fio (m);

n: coeficiente de rugosidade de Manning.

Ainda segundo a DAEE/CETESB (1980), existe uma observação para seções compostas de diferentes declividades da sarjeta e rua, na qual o dimensionamento deve ser realizado em cada uma das seções triangulares de acordo com a Equação 7.

$$Q = 0,375 \left( \frac{Z_1}{n} \cdot y_0^{\frac{8}{3}} - \frac{Z_1}{n} \cdot y_1^{\frac{8}{3}} + \frac{Z_2}{n} \cdot y_1^{\frac{8}{3}} \right) i^{0,5}$$

(Equação 7)

Onde:

Q: vazão de escoamento pela sarjeta (m<sup>3</sup>/s);

Z1: inverso da declividade transversal da sarjeta, m/m;

Z2: inverso da declividade transversal da via, m/m;

n: coeficiente de rugosidade estabelecido pelo quadro 1;

y0: profundidade da lamina d'agua junto ao meio fio (m);

i: declividade longitudinal (m/m);

y1: calculado através da fórmula da declividade transversal da sarjeta:

$$its = \frac{(y_0 - y_1)}{Lsarjeta}$$

(Equação 8)

Onde:

Ist: declividade transversal da sarjeta (m/m)

y0: profundidade da lamina d'agua junto ao meio fio (m);

Lsarjeta: largura da sarjeta (m)

Azevedo Netto (2012) apresenta o Quadro 6 com valores determinados de coeficiente de rugosidade para diversas naturezas.

Quadro 6 - Coeficientes de rugosidade "n".

<b>VALORES DE "n" NA FÓRMULA DE MANNING</b>		
<b>Nº</b>	<b>Natureza das paredes</b>	<b>"n"</b>
<b>1</b>	Canais de chapas com rebites embutidos, juntas perfeitas e águas limpas. Tubos de cimento e de fundição em perfeitas condições	0,011
<b>2</b>	Canais de cimento muito liso de dimensões limitadas, de madeira aplainada e lixada, em ambos os casos: trechos retilíneos compridos e curvas de grande raio e água limpa. Tubos de fundição usados	0,012
<b>3</b>	Canais com reboco de cimento liso, porém com curvas de raio limitado e águas não completamente limpas: construídos com madeira lisa, mas com curvas de raio moderado	0,013
<b>4</b>	Canais com paredes de cimento não completamente liso: de madeira como o nº 2, porém com traçado tortuoso curvas de pequeno raio e juntas imperfeitas	0,014
<b>5</b>	Canais com paredes de cimento não completamente lisas, com curvas estreitas e águas com detritos; construído de madeira não aplainada de chapas rebitadas	0,015
<b>6</b>	Canais com reboco de cimento não muito alisados e pequenos depósitos no fundo; revestidos por madeira não aplainada; de alvenaria construída com esmero; de terra, sem vegetação	0,016
<b>7</b>	Canais com reboco de cimento incompleto, juntas irregulares, andamento tortuoso e depósitos no fundo; de alvenaria revestindo taludes não bem perfilados	0,017
<b>8</b>	Canais com reboco de cimento rugoso, depósito no fundo, musgo nas paredes e traçado tortuoso	0,018
<b>9</b>	Canais de alvenaria em más condições de manutenção e fundo com barro, ou de alvenaria de pedregulhos; de terra, bem construídos, sem vegetação e com curvas de grande raio	0,02
<b>10</b>	Canais de chapas rebitadas e juntas irregulares: de terra, bem construídos com pequenos depósitos no fundo e vegetação rasteira nos taludes	0,022
<b>11</b>	Canais de terra, com vegetação rasteira no fundo e nos taludes	0,025
<b>12</b>	Canais de terra, com vegetação normal, fundo com cascalhos ou irregular por causa de erosões; revestidos com pedregulhos e vegetação	0,03
<b>13</b>	Alvéolos naturais, cobertos de cascalhos e vegetação	0,035
<b>14</b>	Alvéolos naturais, andamento tortuoso	0,04

FONTE: Azevedo Netto, 2012, adaptado pelo autor.

Segundo DAEE/CETESB (1980), a capacidade real suportada pela sarjeta é calculada multiplicando-se a capacidade teórica estabelecida anteriormente por um fator de redução. Este tem a finalidade de considerar uma menor capacidade de vazão de chuva nas sarjetas pelo fato de obstrução por sedimentos, e também para garantir segurança aos pedestres que ali trafegam.

Esse fator de redução pode ser estabelecido pelo ábaco em Anexo A fornecido pela DAEE/CETESB (1980).

Quando se trata de escoamento transversal à via, para definição de profundidade de água é necessário seguir parâmetros com base em limitações de acordo com a classificação das ruas através do Quadro 7 fornecido pela DAEE/CETESB (1980).

Quadro 7 - Profundidade das águas nas vias.

<b>Classificação da Rua</b>	<b>Descarga Inicial de Projeto</b>	<b>Descarga Máxima de Projeto</b>
<b>Secundária</b>	15 cm de profundidade na crista ou na sarjeta	45 cm de profundidade na sarjeta
<b>Principal</b>	Onde forem admissíveis sarjetões, a profundidade do escoamento não deverá exceder 15 cm.	45 cm de profundidade na sarjeta
<b>Avenida</b>	Nenhum	15 cm ou menos, acima da crista
<b>Via Expressa</b>	Nenhum	15 cm ou menos, acima da crista

FONTE: DAEE/CETESB, 1980, adaptado pelo autor.

#### 4.2.2 Galerias

As características da galeria, como situação atual, posicionamento, dimensão e diâmetro foram fornecidos somente informações por responsáveis da área na Prefeitura Municipal de Boa Esperança.

De acordo com Tucci (1995) o dimensionamento das galerias pelo método de Manning é obtido através da Equação 9.

$$Q = \frac{AR^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

(Equação 9)

Onde:

Q: vazão suportada pela galeria (m<sup>3</sup>/s);

S: declividade (m/m)

A: área molhada da seção (m<sup>2</sup>);

n: coeficiente de Manning estabelecido pelo quadro 6;

R: raio hidráulico (m) obtido pela equação 10.

$$Rh = \frac{A}{Pm}$$

(Equação 10)

Onde:

Rh: raio hidráulico (m);

A: área molhada da seção (m<sup>2</sup>);

Pm: Perímetro molhado (m).

A velocidade de escoamento é estabelecida pela Equação 11.

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

(Equação 11)

V: velocidade (m/s);

S: declividade (m/m);

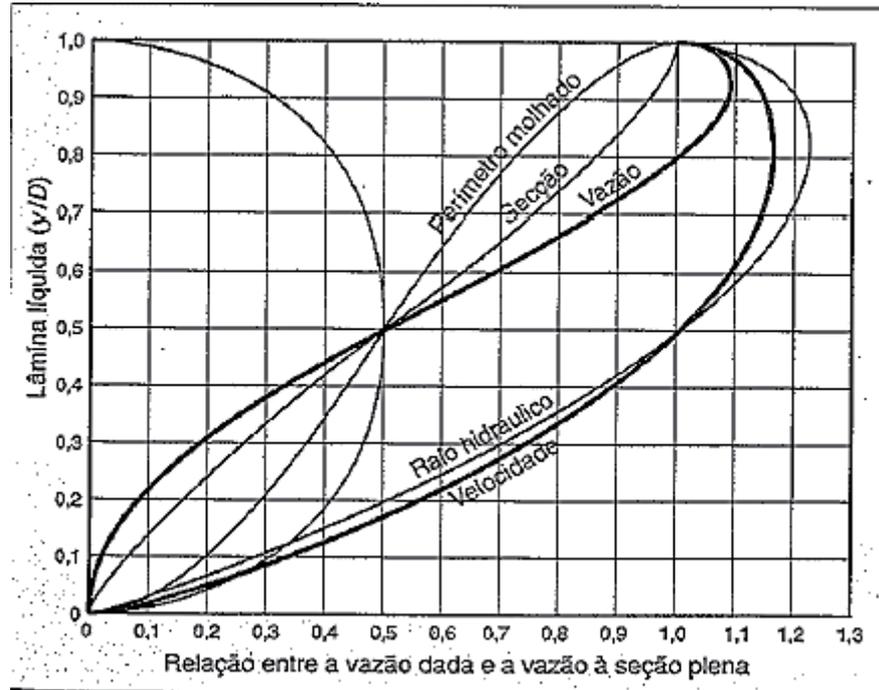
R: raio hidráulico (m/m) obtido pela fórmula 10;

n: coeficiente de Manning estabelecido pelo quadro 6.

Para a utilização de Manning é necessário que uma área molhada e um raio hidráulico da seção sejam determinados. Desta forma Azevedo Netto (2012) caracteriza área molhada como a área de escoamento em um conduto em relação à seção total.

Azevedo Netto (2012) apresenta o ábaco para determinação de um coeficiente de projeto em relação ao y/D estabelecido através da figura 21.

Figura 21 - Coeficiente para valores de projeto.



FONTE: Azevedo Netto, 2012.

Ainda segundo o mesmo autor, além do ábaco existente, pode-se também determinar o coeficiente de projeto através de dados estabelecidos explícitos no Anexo B.

#### 4.2.3 Bocas de Lobo

Tucci (1995), afirma que para o dimensionamento da capacidade de engolimento da boca de lobo, na condição da lamina d'água dispor de uma altura relativamente menor que a abertura da guia, é classificada como um vertedor, e conseqüentemente a capacidade será obtida através da Equação 12.

$$Q = 1,7Ly^{\frac{3}{2}}$$

(Equação 12)

Onde:

Q: vazão de engolimento (m<sup>3</sup>/s)

y: altura da lamina de água próxima a abertura da guia (m);

L: comprimento da soleira (m).

Existe ainda, para as bocas de lobo simples, de acordo com DAEE/ CETESB (2012), um ábaco disponível no Anexo C para o dimensionamento da capacidade de escoamento, através de valores estabelecidos como o tamanho da abertura da guia e a relação entre a lâmina d'água na sarjeta e a abertura na guia, onde este valor corresponde aos mesmos valores determinados a partir da Equação.

Tucci (1995) ressalta ainda que as bocas de lobo com grelha trabalham como um vertedor com uma profundidade de até 12 cm. Assim, se uns dos lados de tal grelha estiverem próximos à guia, este lado deverá ser eliminado na determinação perímetro "L", e este passa a ser o perímetro do orifício. Desse modo a vazão é dimensionada pela Equação 13.

$$Q = 1,7Py^{\frac{3}{2}}$$

(Equação 13)

Onde:

Q: vazão de engolimento (m<sup>3</sup>/s);

y: altura da lamina de água próxima (m);

P: perímetro do orifício (m).

Tucci (1995) afirma ainda que para lamina d'água com profundidade maior que 42 cm, a vazão de engolimento é calculada pela Equação 14.

$$Q = 2,91Ay^{\frac{1}{2}}$$

(Equação 14)

Onde:

Q: vazão de engolimento (m<sup>3</sup>/s);

y: altura da lamina de água sobre a grelha (m);

A: área útil da grade (m).

Porém, quando a altura da lamina d'água estiver no intervalo entre 12 a 42 cm, a carga a ser determinada é estabelecida conforme avaliação do projetista. (TUCCI, 1995)

No caso da utilização de bocas de lobo combinadas, ou seja, boca de lobo simples somada a uma boca de lobo de grelha, a vazão corresponde à adição das vazões, tanto pela grelha quanto pela abertura à guia, porém consideradas de modo individual.

#### 4.2.4 Tubo de ligação

Segundo Wilken (1978) os tubos de ligação são aqueles que fazem a conexão de águas provindas das bocas de lobo e tem por função encaminhá-las até os poços de visita ou caixas de ligação.

Sua função é comportamento são semelhantes aos tubos de galerias, por esse motivo, o seu dimensionamento é realizado seguindo os mesmos critérios e equações utilizados para o cálculo da galeria, porém considerando a vazão excedente para cada trecho.

A declividade ideal indicada por Wilken (1978) é de 1%.

#### 4.2.6 Poço de Visita

Segundo Fernandes (2002) para o dimensionamento do poço de visita é necessário primeiramente identificar parâmetros, como diâmetro de saída do poço de visita, profundidade, e posteriormente relacioná-los a dados propostos, explícitos no Quadro \*, a fim

da identificação da altura da chaminé, assim como o diâmetro do balão, desde que esse seja de dimensões circulares.

Quadro 8 - Dimensões mínimas para chaminé e balão de PV

<b>Profundidade "h" do PV e diâmetro D de saída (m)</b>	<b>Altura "hc" da chaminé (m)</b>	<b>Diâmetro "Db" do balão (m)</b>
$h \leq 1,50$ e qualquer D	$hc = 0,30$	$Db = D$
$1,50 < h < 2,50$ e $D \leq 0,60$	$hc = 0,30$	$Db = 1,20$
$1,50 < h < 2,50$ e $D > 0,60$	$hc = 0,30$	$Db = D+1,20$
$h > 2,50$ e $D \leq 0,60$	$0,30 < hc < 1,00$	$Db = 1,20$
$h > 2,50$ e $D > 0,60$	$0,30 < hc < 1,00$	$Db = D+1,20$

FONTE: Fernandes, 2002, adaptado pelo autor.

Ainda segundo Fernandes (2012), para que se possa permitir o movimento do operador em tal dispositivo, a chaminé, assim como o tampão deverão contar com um diâmetro mínimo útil de 0,60m, e ressalta ainda a importância da altura chaminé ser igual ou inferior a 1,0 m, a fim de garantir conforto funcional, operacional e até mesmo psicológico do operador.

Quando o projetista optar a utilização de poços de visitas de base quadrada, Botelho (2011) propõe dados da base de acordo com o diâmetro da maior tubulação, como apresentado no Quadro 9. O autor ainda destaca que a altura mínima da chaminé é de 0,30 metros.

Quadro 9 - Dimensão lateral do PV

<b>Diâmetro da maior tubulação</b>	<b>Dimensão lateral do PV</b>
Até 600 mm	1,20 m
700 mm	1,40 m
800 mm	1,60 m
900 mm	1,80 m
1000 mm	2,00 m
1200 mm	2,20 m
1500 mm	2,40 m

FONTE: Botelho, 2011, adaptado pelo autor.

#### 4.2.6 Estimativa de Custos

Para a determinação do custo total de readequação do sistema de drenagem urbana do Bairro São Miguel proposto, foram levantado os quantitativos de serviços e posteriormente relacionados aos serviços existentes nas tabelas de composições de preços como as planilhas de preços da SETOP (Secretaria de Estado de Transporte de Obras Publicas) , bem como os valores disponibilizados pela Caixa Econômica Federal através do SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Civil).

## **5 RESULTADOS E DISCUSSÕES**

### **5.1 Apresentação da área de estudo**

O bairro São Miguel é um bairro residencial, localizado em regiões relativamente afastadas do centro urbano, de fluxo de tráfego leve e possui partes de seus arredores cobertos de área verde e também por partes não loteadas.

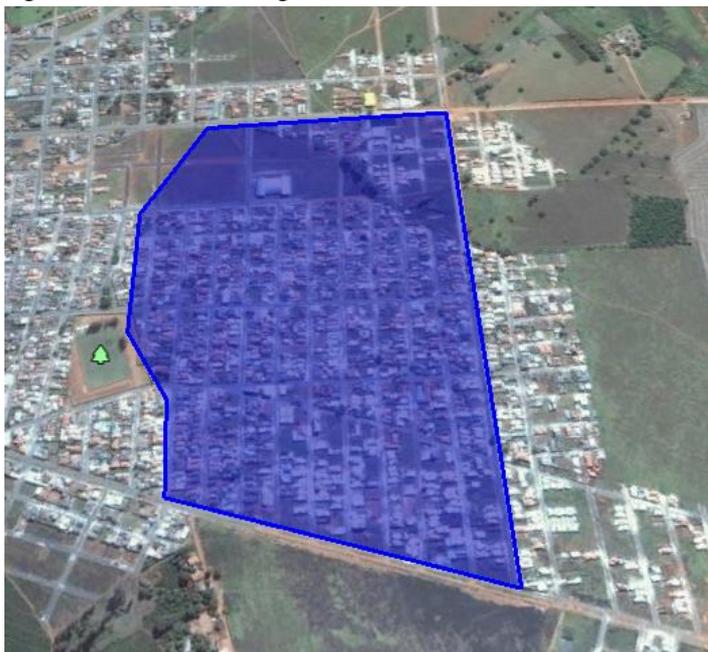
A área de drenagem em estudo é constituída por ruas constituintes do bairro São Miguel, onde os maiores problemas são característicos em trechos específicos da Rua Alameda das Hortências, Avenida Antônio Constantino Barbosa e da Avenida João Júlio de Faria. O bairro São Miguel localiza-se no município de Boa Esperança, Minas Gerais, e de acordo com dados do *Google Earth* possui uma latitude de 21°05'24'' e longitude de 45°33'57''.

A pavimentação de tais vias da bacia em análise é em asfalto, sendo que ambas as avenidas possuem canteiro central e largura de 18 metros, e a Rua Alameda das Hortências juntamente com as demais ruas constituintes da área de drenagem apresentam largura média de 10 metros.

### **5.2 Caracterização da bacia de contribuição**

A área de drenagem em estudo conta com cerca de 395410,39 m<sup>2</sup>, correspondente à aproximadamente 39,54 hectares, como apresentada na figura 22. O seu ponto mais alto está localizado na cota 863 metros, enquanto o ponto mais baixo está localizado na cota 809 metros, e declividade média de 0,0624 m/m.

Figura 22 - Área de drenagem contribuinte.



Fonte: *Google Earth*, adaptado pelo autor.

A bacia de contribuição delimitada é composta por diversas áreas de ocupação do solo, onde 29,61% correspondem à pavimentação, 21,54% à área sem melhoramento e por fim, 48,84% de área residencial.

### 5.3 Caracterização do problema existente

Para caracterização do sistema de drenagem existente no local foi primordial as informações cedidas pelo engenheiro e secretário de obras da Prefeitura Municipal de Boa Esperança.

Segundo tais informações o projeto do sistema de drenagem pluvial no Bairro São Miguel iniciou-se em meados do ano de 2009 por prestação de serviços de uma empresa terceirizada. Porém, mediante fatores internos não informados, a empresa abandonou a obra, deixando o empreendimento incompleto, situação na qual se encontra até os dias atuais.

Por esse motivo, a área de drenagem em estudo possui apenas algumas partes de galerias implantadas, conforme Apêndice I, porém não há funcionamento destas uma vez que não há nenhuma boca de lobo aberta para captação da água nos trechos à montante.

Desse modo, toda a vazão de chuva escoava unicamente pelas sarjetas e vias, causando erosões e chegando ao seu ponto mais baixo provocando sérios alagamentos como apresentado na Figura 23.

Figura 23- Avenida João Júlio de Faria em situação de alagamento.



Fonte: O autor.

Ainda segundo informações, houve uma ação partindo da prefeitura contra a empresa licitada, mas até o momento não houve retorno.

Desse modo, foram analisados os três trechos que se encontravam em situação crítica da área em estudo, devido à problemas decorrentes da ineficiência do sistema de microdrenagem atual

### 5.3.1 Diagnostico da Rua Alameda das Hortências

Analisando o trecho final da Rua Alameda das Hortências é possível concluir, como dito anteriormente, que não há nenhum sistema de captação das águas de chuva que escoam por essa via. Por esse motivo, ocasionou-se um processo erosivo no pavimento, e que progride de forma avançada, danificando gravemente a pavimentação das vias, como expresso na Figura 24.

Figura 24 - Rua Alameda das Hortências em processo erosivo.



Fonte: O autor.

As sarjetas são consideravelmente irregulares ao longo do trecho analisado, podendo perceber uma falha na execução do projeto, e que em algumas partes, se encontram destruídas devido ao grande volume das torrentes que ali percorrem, como apresenta a Figura 25.

Figura 25 - Sarjetas destruídas.



Fonte: O autor.

As dimensões e declividades foram determinadas de acordo análises no local de estudo, como a Figura 26 e foram obtidos os seguintes dados:

Figura 26 - Determinação de dados.



Fonte: O autor.

- h meio fio: 0,25 metros;
- L sarjeta: 0,40 metros;
- h lâmina junto ao meio fio: 0,10 metros;
- i transversal sarjeta: 1,90%
- i transversal rua: 1,76%
- i longitudinal rua: 0,03479 m/m ou 3,47%

Segundo parâmetros de Carvalho (1995) a declividade transversal mínima para sarjetas a fim de garantir um escoamento de modo adequado é de 3%. Assim, a declividade da sarjeta em questão se encontra relativamente baixa em relação à mínima, o que contribui para o aumento e/ou surgimento de erosões.

De acordo com o Apêndice I , é apresentada informações em planta, onde estas foram cedidas pela prefeitura, e indica que no trecho em análise da Rua Alameda das Hortências, há uma galeria implantada com diâmetro de 600 mm, porém como dito anteriormente, não há bocas de lobo abertas.

Portanto o que se percebe atualmente, é que toda a vazão de chuva da bacia contribuinte passa ao longo da superfície do trecho, o que se torna em um grande fator contribuinte para o problema atual.

### 5.3.2 Diagnostico da Avenida Antônio Constantino Barbosa

O trecho analisado da Avenida Antônio Constantino Barbosa encontra-se em situações precárias em relação aos elementos hidráulicos. Segundo informações da prefeitura, a via foi pavimentada em asfalto como as demais vias do bairro, porém com a falta de implantação de elementos hidráulicos, atualmente o trecho encontra-se destruído. Alguns lugares contam somente com o meio fio, mas não apresentam sarjetas para o escoamento da água. Contudo, o local apresenta grandes erosões, como visto nas Figuras 27.

Figura 27 - Processo erosivo.



Fonte: O autor.

Na figura 28 é possível perceber o trecho com a pavimentação destruída e também o transporte de sedimentos após períodos de chuva.

Figura 28 - Sedimentos transportados pelas chuvas.



Fonte: O autor.

A população habitante do trecho sofre consequências pertinentes quanto à falta do sistema de drenagem urbana. Na Figura 29 é possível observar uma residência que executou uma elevação para entrada de veículos, e para que a vazão de chuva não o transportasse foi implantado um tubo de concreto.

Figura 29 - Residência habitada no trecho em erosão.



Fonte: O autor.

Já na Figura 30 pode-se observar uma tubulação de rede pluvial de uma residência, sendo lançada propriamente em uma abertura decorrente de um processo erosivo.

Figura 30 - Rede pluvial lançada incorretamente.



Fonte: O autor.

Desse modo, os fenômenos ocorrem devido a precariedade do sistema de drenagem em tal trecho, ao escoamento não direcionado das águas de chuvas, e pelo escoamento superficial de toda a vazão que ali percorre.

### 5.3.3 Diagnostico da Avenida João Júlio de Faria

Analisando o trecho da Avenida João Júlio de Faria, que situa-se dentre os trechos críticos das ruas Alamedas das Hortências e Avenida Antônio Constantino Barbosa, é possível perceber a grande vazão de águas pluviais que ali escoam, e devido a inexistência de um sistema de drenagem pluvial, a avenida acaba sendo alagada, como apresentada nas Figuras 31.

Figura 31 - Trecho alagado.



Fonte: O autor.

Na figura 32 é possível verificar a grande vazão que chega à Avenida João Júlio de Faria, e por não haver captação das águas, esta acaba sendo tomada por grandes vazões.

Figura 32 - Trecho crítico da Avenida João Júlio de Faria alagado.



Fonte: O autor.

As dimensões de largura das sarjetas e altura do meio fio, como explicitas na Figura 33, são relativamente menores quando comparadas as dimensões de sarjetas e meio fio convencionais e são constituídas pelo mesmo material das vias, o que consideravelmente não é aconselhável, devido ao asfalto não possuir grandes resistências ao contato com água, e assim danificar o canal de escoamento.

Figura 33 - Canal de escoamento da Avenida João Júlio de Faria.



Fonte: O autor.

As dimensões e declividades foram determinadas de acordo análises no local de estudo, como observada na Figura 34, obtendo os seguintes dados:

- h meio fio: 0,12 metros;
- L sarjeta: 0,22 metros;
- y lâmina d'água junto ao meio fio: 0,05 metros
- i transversal sarjeta: 1,2%
- i transversal rua: 0,97%
- i longitudinal rua: 0,01476 m/m ou 1,47%

Figura 34 - Determinação de dados.



Fonte: O autor.

Portanto, pode-se dizer que o alagamento no trecho em análise ocorre devido a falta do sistema de captação das águas, e em consequência de sua baixa declividade longitudinal e por uma sarjeta consideravelmente pequena, onde a vazão não consegue escoar corretamente e acaba inundando toda a via.

## 5.4 Análise Hidrológica

### 5.4.1 Intensidade

Para o cálculo da intensidade foi necessário determinar um tempo de retorno, dessa forma, o valor mais empregado na microdrenagem varia de dois a dez anos, de acordo com o Quadro 3.

Na bacia em estudo, por critérios de segurança, foi adotado um período de retorno de 10 anos, uma vez que o bairro já se encontra em estado crítico referente à drenagem de águas pluviais. Portanto, fica evidente a necessidade de assegurar à população na elaboração de tal projeto.

Inicialmente deve-se determinar o tempo de concentração, calculado através da Equação 2 e Equação 3, onde:

- $\frac{\text{área coberta de vegetação}}{\text{área total da bacia}} = 0$
- Extensão do talvegue (Km) = 0,866 Km
- Declividade média do talvegue (m/m) = 0,0624 m/m

$$t_c = \frac{16 \times 0,866}{(1,05 - 0,2 \times 0)(100 \times 0,0624)^{0,04}} + 10 = 22,26 \text{ minutos}$$

Os coeficientes empíricos correspondentes à cidade de Boa Esperança foram determinados com auxílio do *software* Plúvio apresentados na Figura 35.

Figura 35 - Coeficientes empíricos da cidade de Boa Esperança – MG.

Estados : Minas Gerais

Estações :

- Acaiaça
- Acesita (Coronel Fabriciano)
- Aimorés
- Ajuruoca
- Alto da Boa Vista (Mateus Leme)
- Andrelândia
- Araçuaí
- Araguari
- Araxá
- Árinos (ÁNFPI)

Localidades :

- Bertópolis
- Betim
- Bias Fortes
- Bicas
- Bicuíba (Raul Soares)
- Biquinhas
- Bituri (Jeceaba)
- Boa Esperança**
- Boa Família (Muriaé)
- Boa União de Itabirinha (Itabirinha de Mantena)

Interpolação

Relatório

Ajuda

Cancelar

Fechar

Latitude : 21°05'24"

Longitude : 45°33'57"

Calcular

Parâmetros da Equação IDF

K: 4291,578

a: 0,175

b: 31,733

c: 1,025

Fonte: Software Plúvio.

Por fim, é utilizada a Equação 4 para determinação da intensidade média

$$i = \frac{4291,578 \times 10^{0,175}}{(22,26 + 31,733)^{1,025}} = 107,64 \frac{mm}{h} \text{ ou } 0,0000299 \frac{m}{s}$$

#### 5.4.2 Coeficiente de escoamento superficial

Para a determinação do coeficiente de escoamento, denominado coeficiente de *Runoff*, é necessário estabelecer os diversos tipos de ocupação no local, e dessa maneira, foram determinados os diversos coeficientes para a área em estudo expressos pelo Quadro 10.

Quadro 10 - Ocupação da bacia de contribuição.

Ocupação	Área (m <sup>2</sup> )	%	C
Área sem melhoramentos	85189,25	21,54	0,25
Pavimentação asfáltica	117095,85	29,61	0,825
Área residencial	193125,29	48,84	0,5
<b>TOTAL</b>	<b>395410,39</b>	<b>100</b>	

Fonte: O autor.

A Equação 1 determina um coeficiente de retorno médio, calculado à partir de uma média ponderada entre a relação das áreas e seus respectivos coeficientes de escoamento, onde o resultado obtido é considerado constante em toda bacia.

$$C = \frac{(85189,25 \times 0,25) + (117095,85 \times 0,825) + (193125,29 \times 0,5)}{395410,39} = 0,542$$

#### 5.4.3 Determinação da vazão

A fim da determinação precisa do fluxo de água em cada trecho do bairro São Miguel foram posicionados dispositivos de direcionamento de fluxo, denominado como sarjetão. A implantação destes foi feita tendo em vista o direcionamento da água para trechos estratégicos, com intuito de desviar e captar a água em locais adequados, visando a diminuição da vazão nos trechos críticos da Rua Antônio Constantino Barbosa, Alameda das Hortências e da Avenida João Júlio de Faria.

Com base na análise das curvas de nível, mapa local, visitas “*in loco*” e divisão dos lotes foi possível a determinação das sub-bacias de contribuição da bacia em estudo, objetivando assim a determinação da vazão de chuva trecho a trecho.

O Apêndice A apresenta a área de tais sub-bacias onde essas são apresentadas e nomeadas conforme Apêndice I.

##### 5.4.3.1 Vazão do trecho 20 -21

Para o cálculo da vazão de chuva do trecho 20 – 21 da Rua Alameda das Palmeiras foi analisado primeiramente a área contribuinte de tal trecho, e posteriormente o cálculo da vazão utilizando o método racional, através Equação 5.

Área correspondente ao trecho 20 – 21 – Margem Direita: Sub-bacia A1 com área de 716,52 m<sup>2</sup>.

- Vazão de chuva – Margem direita considerando Período de Retorno de 10 anos:

$$Q = 0,542 \times 0,0000299 \times 716,52 \cong 0,012 \frac{m^3}{s}$$

Área corresponde ao trecho 20 – 21 – Margem Esquerda: Sub-bacia V4 com área de 471,21 m<sup>2</sup>

- Vazão de chuva – Margem esquerda considerando Período de Retorno de 10 anos:

$$Q = 0,542 \times 0,0000299 \times 471,21 \cong 0,008 \frac{m^3}{s}$$

A vazão de chuva de todos os demais trechos foram executadas da mesma forma apresentada, e calculadas através do *software* Excel, como apresentadas em Apêndice B.

## 5.5 Dimensionamento hidráulico

### 5.5.1 Sarjetas

Segundo informações internas na Prefeitura Municipal de Boa Esperança e através de visitas “in loco” foram constatadas que todas as sarjetas do bairro São Miguel foram executadas em asfalto, ou seja, são constituídas do mesmo material da via.

Porém, atualmente, certos trechos da Rua Alameda das Hortências e da Rua João de Abreu Vilela apresentam sarjetas em concreto, onde estas foram executadas com objetivo de manutenção dos arredores quem veem sofrendo grandes consequências devido à erosão. Mas, no entanto, as sarjetas da Rua Alameda das Hortências, mesmo após tal procedimento encontram-se totalmente danificadas, como apresentado anteriormente.

À vista disso, foram obtidos os dados da Rua João de Abreu Vilela, como explícito no Quadro 11, e posteriormente concluído a sua utilização no projeto, uma vez que se encontra dentre os valores sugeridos por Carvalho (2012).

Quadro 11 - Dados para calculo da sarjeta da Rua João de Abreu Vilela.

Rua	L rua (m)		i rua (%)		h meio fio (m) (cm)		L sarjeta (m)		i sarjeta (%)	
	João de Abreu Vilela	4,7	4,7	1,7	1,7	0,16	0,16	0,3	0,3	3,33

Fonte: O autor.

Para todas as demais vias constituintes da bacia em estudo, foi proposto a readequação das sarjetas de ambas as margens, visto que o asfalto não possui resistência considerável ao

contato com a água, podendo assim iniciar um processo de erosão e danificar novamente o sistema.

As dimensões padronizadas para as novas sarjetas de readequação são apresentadas conforme o Quadro 12.

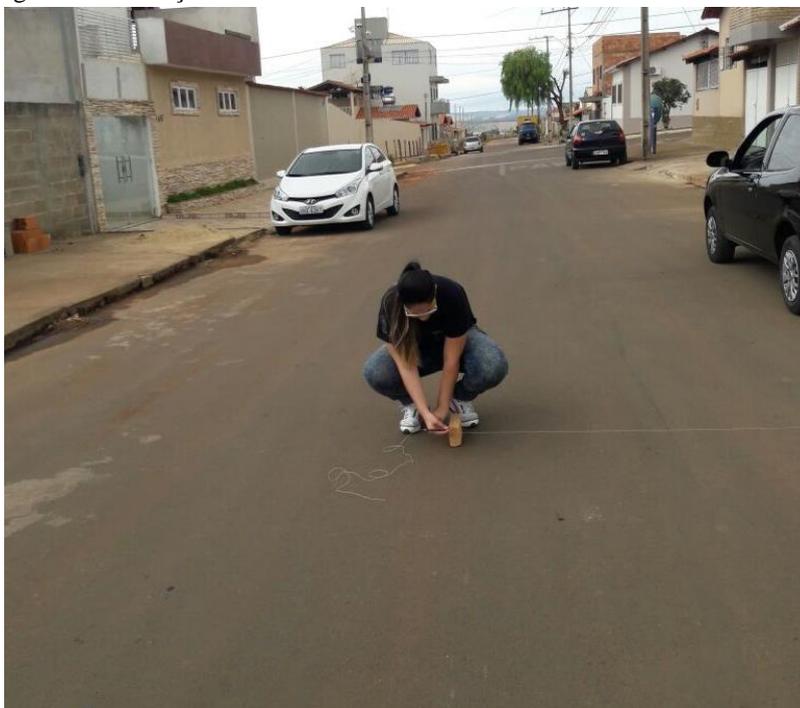
Quadro 12 – Dimensões da sarjeta padronizada.

<b>Sarjeta Padronizada</b>	
Concreto (n)	0,016
I transversal sarjeta (%)	8%
h meio fio (m)	0,15
Lâmina d'água (m)	0,12
Largura Sarjeta (m)	0,50

Fonte: O autor.

As declividades transversais das vias foram estabelecidas através de medições “*in loco*” como apresentada pela Figura 36, e determinado valores médios relacionados aos diversos trechos ao longo cada via, através do Quadro 13.

Figura 36 - Medição das declividades transversal das vias.



Fonte: O autor.

Quadro 13 – Declividades médias das vias.

<b>Rua</b>	<b>i Rua (%)</b>
Alameda das Palmeiras	2,32
Erico Cipriano Freire	2,25
Joao de Abreu Vilela	1,70
Rua 1	1,80
Rua Alameda das Hortências	1,76
Avenida Antônio Constantino Barbosa	1,73
Avenida João Júlio de Faria	1,47
Alameda das Papoulas	1,65
Alameda dos Ipês	1,90
Alameda das Hortências	2,10
Alameda dos Gerânios	1,90
Alameda dos Crisântemos	1,83
Alameda das Buganvilhas	1,90
Alameda das Begônias	1,80
Alameda das Azaleias	1,77
Alameda das Alfazemas	1,89
Alameda dos Ibiscos	1,81
Alameda das Tulipas	1,73
Alameda dos Flamboyans	1,91

Fonte: O autor.

#### 5.5.1.1 Capacidade de escoamento da sarjeta do trecho 20 - 21

O trecho 20 – 21 corresponde ao primeiro trecho da Rua Alamedas das Palmeiras, rua esta que deve ser reajustada de acordo com a sarjeta de padronização.

Desse modo a capacidade de escoamento teórica da sarjeta foi obtido através da Equação 7 e posteriormente para capacidade real de escoamento, foi multiplicado pelo fator de redução apresentado no Anexo A.

Dados:

- $z_1 - 43,10$
- $z_2 - 12,5$
- $y_0 - 0,12$
- $y_1 - 0,08$
- $i$  longitudinal rua - 0 m/m

$$Q = 0,375 \left( \frac{43,10}{0,016} \cdot 0,12^{\frac{8}{3}} - \frac{43,10}{0,016} \cdot 0,08^{\frac{8}{3}} + \frac{12,5}{0,016} \cdot 0,08^{\frac{8}{3}} \right) 0,00^{0,5} = 0,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por não haver declividade transversal, a sarjeta de tal trecho não possui capacidade de escoamento das torrentes, portanto toda a vazão de chuva obtida anteriormente deverá ser captada por bocas de lobo e entubadas por galerias.

A capacidade de escoamento de todos os demais trechos foi executada da mesma forma apresentada acima, e mais adiante comparados à vazão de chuva para verificar a necessidade de implantação de galerias. Todos os cálculos descritos foram executados através do *software* Excel, como apresentadas em Apêndice C.

### 5.5.2. Galerias

Segundo a planilha apresentada no Apêndice C, para os trechos que necessitam de galeria foi determinado o valor à entubar, denominado como vazão excedente. Porém, foi definido por questões de segurança do projeto, que a galeria atue com uma folga de 20 %. Desse modo, tal vazão excedente deve ser modificada para uma vazão de projeto, a partir de um coeficiente estabelecido para condutos circulares previamente cheios de acordo o Anexo B, na qual uma relação da lamina d'água e o diâmetro da tubulação de 0,8 o coeficiente é determinado em 0,97747.

Segundo a literatura de Tucci (1995), para uma tubulação de concreto, a velocidade mínima de escoamento é de 0,60 m/s. Assim sendo, para os trechos onde a declividade é constante, foi imposta uma declividade mínima de 0,5% a fim de garantir os parâmetros da velocidade. Os demais trechos que estiveram dentro do limite estabelecido pelo autor, permaneceram com a mesma declividade da via.

De acordo com informações da Prefeitura Municipal de Boa Esperança não há nenhum critério ou diretriz estabelecido para diâmetro mínimo de galerias pluviais. Desta maneira, foi adotado o diâmetro mínimo de acordo com a literatura de Tucci (1995), onde evidencia que o diâmetro mínimo para galerias é de 300mm.

Para verificação da velocidade foi necessário determinar o raio hidráulico de acordo com o diâmetro comercial estabelecido, e posteriormente relacioná-lo a um coeficiente, a fim da obtenção de um raio hidráulico de projeto para relação  $y/D$  de 0,8. O coeficiente foi estabelecido em 1,21 segundo o ábaco da Figura 22.

A velocidade máxima indicada na literatura de Tucci (1995) é de 5,0m/s para que garanta o funcionamento ideal da galeria. À vista disso, quando há uma velocidade máxima excedida é necessário adotar medidas para reverter esse valor, ou seja, deve-se optar pela mudança de diâmetro ou mesmo modificações na declividade da galeria.

O cobrimento das tubulações segundo Azevedo Netto (2012) deve ser limitado entre a profundidade mínima de 1 metro e profundidade máxima de 3,5m. Portanto, por questões de segurança para o projeto em estudo, foi adotado o cobrimento de 1,50 metros em todos os trechos que contenham galerias, e ainda foi verificada a exigência da profundidade máxima, onde todos os trechos atenderam a tal critério.

No projeto em estudo, os trechos 19 – 30, 30 – 42 e 42 – 70 da Avenida Antônio Constantino Barbosa, quando utilizado a mesma declividade da via a velocidade foi excedida quando comparada a velocidade limite. A fim de garantir uma velocidade máxima permitida, visto que os diâmetros não poderiam ser alterados, foram impostas declividades menores que a da rua para a galeria, respeitando os limites de cobrimento mínimo, como apresentado no Apêndice I.

#### 5.5.2.1 Galeria do trecho 22 – 12

A vazão excedente do trecho foi determinada a partir da vazão de chuva subtraída da vazão real da sarjeta, estabelecida em 0,013m<sup>3</sup>/s.

Para que tal vazão seja modificada para vazão de projeto foi necessário utilizar o coeficiente de projeto de 0,98.

$$Q_{projeto} = \frac{0,013}{0,98} = 0,136 \text{ m}^3/\text{s}$$

O trecho em análise dispõe de uma declividade constante, por esse motivo foi imposto uma declividade de 0,5% e posteriormente calculado diâmetro da galeria pelo método de Manning através da Equação 9.

$$0,136 = \frac{\tau \times D^2 \times D^{\frac{2}{3}} \times 0,005^{0,5}}{4 \times 4^{\frac{2}{3}} \times 0,016}$$

$$D \cong 176 \text{ mm}$$

$\emptyset$  comercial mínimo = 300mm

Para verificação da velocidade, foi necessário a determinação do raio hidráulico para seção plena através da Equação 10 e logo após relacioná-lo ao respectivo coeficiente de relação y/D de 0,8.

$$Rh = \frac{0,3}{4} = 0,075 \text{ m}$$

$$Rh \text{ real} = \frac{0,075}{1,21} = 0,062 \text{ m}$$

Através da Equação 11 foi determinada a velocidade de escoamento da galeria de tal trecho, que está dentro dos parâmetros estabelecidos por Tucci (1995).

$$V = \frac{0,062^{\frac{2}{3}} \times 0,005^{\frac{1}{2}}}{0,016} \cong 0,692 \text{ m/s}$$

Todos os demais trechos foram calculados da mesma forma apresentada, através do software Excel, como explícitos no Apêndice D, e posteriormente foram comparados com as galerias já existentes no local em estudo conforme Apêndice I. Diante de tal comparação, é possível observar trechos que atendem, assim como trechos inviáveis e que deverão ser substituídos. O quadro 14 apresenta a comparação e conseqüentemente a respectiva troca ou reaproveitamento.

Quadro 14 - Comparativo das galerias existentes e calculadas.

<b>Rua</b>	<b>Trecho</b>	<b>Ø Existente</b>	<b>Ø Calculado</b>	<b>Situação</b>
Rua Joao de Abreu Vilela	59 - 60	600	500	Reaproveito
Rua Joao de Abreu Vilela	60 - 61	600	600	Reaproveito
Alameda das Begônias	61 - 66	400	600	Substituição
Alameda das Begônias	66 - 75	400	600	Substituição
Avenida João Júlio de Faria	73 - 74	600	300	Reaproveito
Avenida João Júlio de Faria	74 - 75	600	500	Reaproveito
Avenida João Júlio de Faria	75 - 76	600	600	Reaproveito
Avenida João Júlio de Faria	76 - 77	600	600	Reaproveito

Fonte: O autor.

### 5.5.3 Bocas de Lobo

O Apêndice C, como dito anteriormente, apresenta as vazões excedentes que devem ser entubadas. Porém para que estas sejam entubadas, é necessário ser engolidas por dispositivos de captação de água, denominados boca de lobo.

No Apêndice C referido, as vazões excedentes encontram-se acumuladas, uma vez que para o cálculo da vazão de chuva acumulava-se área. Desse modo, para determinar a vazão à captar de cada trecho percorrido, é necessário descontar as vazões dos trechos anteriores que já foram entubados. A partir dessa análise, é possível estabelecer uma vazão específica de cada trecho à entubar.

Para o dimensionamento da boca de lobo simples, inicialmente é necessário estabelecer valores de  $h$  e  $y$ , onde tais valores são determinados a partir da interpretação das dimensões adotadas para sarjeta, uma vez que a boca de lobo simples é implantada junto ao meio fio. O Quadro 15 apresenta os respectivos dados da boca de lobo padronizada.

Quadro 15 - Dados da boca de lobo padronizada.

<b>Boca de Lobo Padronizada</b>
Tipo: Combinada
h meio fio: 15 cm
I transversal da sarjeta: 8%
h lamina d'água: 12 cm
h laje: 4 cm
Largura da sarjeta: 50 cm
Largura da grelha: 30 cm
Comprimento: 90 cm

Fonte: O autor.

De acordo com DAEE/CETESB (1980), existe um processo para o cálculo da capacidade de esgotamento da boca de lobo simples, onde este inicia-se com a determinação de  $h$  e  $y$ . A expressão  $h$  corresponde à altura da abertura da boca de lobo, e é estabelecida de acordo com a altura do meio fio somada a inclinação proporcionada pela sarjeta, porém existe uma laje acima dessa abertura que deverá ser descontada.

$$h_{semdep} = 15,0 + (50 \times 0,08) - 4,00 = 15,0 \text{ cm}$$

Já o  $y$  é a altura da lâmina d'água que passará pela boca de lobo, onde é determinada pela altura da lâmina d'água da sarjeta, somada a inclinação proporcionada por esta.

$$y_{semdep} = 12,0 + (50 \times 0,08) = 16,0 \text{ cm}$$

Para o presente projeto foi definido a boca de lobo combinada, visando uma maior capacidade de engolimento de tais dispositivos, a fim de garantir melhor eficiência dos mesmos. Desse modo, para o dimensionamento da boca de lobo simples foi utilizado a Equação 12 para determinação da capacidade de engolimento da boca de lobo, considerando a altura da lâmina d'água sem depressão de 16 cm.

Por critérios executivos e econômicos, foi determinada para a largura da soleira a dimensão de 0,90 metros, visto que se trata de uma laje em vão livre.

$$Q_{teórica} = 1,7 \times 0,90 \times 0,16^{\frac{3}{2}} = 0,098 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para o dimensionamento da boca de lobo com grelha, diante de tal altura da lâmina d'água, Tucci (1995) em sua literatura destaca que o dimensionamento destas deverá ser feito conforme avaliação do projetista, e desse modo, a vazão referente a boca de lobo de grelha foi determinada segundo a Equação 13. Visto que um dos lados da grelha será adjacente ao meio-fio, este lado, portanto, não será acrescido no valor de do perímetro do orifício.

Para a largura da grelha, será obedecida a mesma dimensão adotada para comprimento da boca de lobo simples de 0,90 metros. Quanto à largura das grelhas, estas por sua vez, terão como largura 0,30 metros, onde esta foi adotada tendo em vista parâmetros executivos. E por fim, para as barras da grelha foi definido o seu posicionamento longitudinal, uma vez que são mais eficientes e menos propícias à obstruções do que as transversais.

$$Q_{teórica} = 1,7 \times (0,9 + 0,3 + 0,3) \times 0,16^{\frac{3}{2}} = 0,163 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para determinação da capacidade de escoamento real da referida boca de lobo, é necessária a análise do posicionamento destas, visto que pontos intermediários são aqueles localizados em trechos constantes onde a vazão entra por apenas uma extremidade, e os pontos baixos são aqueles localizados em cruzamento de vias onde a vazão entra por mais de uma extremidade, bem como o tipo de boca de lobo escolhida. Com essas informações estabelecidas é fornecido um percentual permitido através do Quadro 1, onde este deverá ser relacionado à capacidade teórica de engolimento. No projeto em análise, foi estabelecida a implantação das bocas de lobo a jusante de cada trecho, respeitando os limites dos cruzamentos e em declividade constante, ou seja, em pontos intermediários. O coeficiente de redução foi determinado através do Quadro 1 fornecido pela DAEE/CETESB (1980), onde foi relacionado a cada tipo de boca de lobo de modo individual, obedecendo os parâmetros de Tucci (1995), para que mais tarde pudessem ser somadas, afim da determinação da vazão real da boca de lobo adotada, trabalhando em conjunto.

- Determinação da vazão real da boca de lobo simples;

$$Q_{real \text{ simples}} = 0,098 \times 0,80 = 0,0784 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Determinação da vazão real da boca de lobo de grelha com barras longitudinais;

$$Q_{real \text{ grelha}} = 0,163 \times 0,60 = 0,098 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Determinação da vazão real da boca de lobo combinada.

$$Q_{real\ combinada} = 0,0784 + 0,098 = 0,176\ m^3/s$$

Pela tabela fornecida pela DAEE/CETESB (1980), existe um único coeficiente para bocas de lobo combinadas quando instaladas em pontos intermediários. Esse por sua vez diz que, quando há bocas de lobo combinadas em tais pontos deve-se considerar 110% dos valores indicados pela grelha correspondente, uma vez que quando há a combinação destas, a boca de lobo com grelha assume a maior vazão quando comparada à boca de lobo de guia, porém em casos de obstrução das grelhas por detritos, a boca de lobo de guia passa a captar maior vazão que a grelha. Diante desse fato, foi calculada a vazão pelo modo indicado na tabela para fins comparativos, onde esta apresentou valor nitidamente próximo ao método anterior, o que pode-se concluir que em ambas as literaturas, tanto de Tucci (1995) quanto da DAEE/CETESB (1980), os valores são condizentes.

$$Q_{real\ combinada} = 0,163 \times 1,10 = 0,179\ m^3/s$$

Adotando o método de Tucci (1995) para a capacidade de engolimento da boca de lobo do presente projeto, foi possível a determinação da quantidade de dispositivos a serem instalados em cada trecho, a partir da comparação entre a vazão de engolimento de 0,176 m<sup>3</sup>/s e as vazões excedentes de cada trecho calculadas anteriormente.

#### 5.5.3.1 Quantitativo de Bocas de Lobo no trecho 22 - 12

De acordo com dados do Apêndice C, foi estabelecido uma vazão excedente na margem direita de 0,013 m<sup>3</sup>/s e de 0,0m<sup>3</sup>/s na margem esquerda

Com a capacidade de esgotamento da boca de lobo padrão de 0,176 m<sup>3</sup>/s relacionada à vazão excedente é estabelecido a quantidade de dispositivos a serem implantados.

$$Q_{td} = \frac{0,013}{0,176} = 0,074\ BL \cong 1\ BL$$

Tucci (2000) em sua literatura recomenda que a instalação das bocas de lobo não deve dispor junto ao vértice de ângulo no encontro de sarjetas, uma vez que os pedestres para trafegar pelo trecho teria que saltar as torrentes que ali escoam.

Para o cálculo de quantitativos de bocas de lobo, os demais trechos do projeto em estudo foram calculados da mesma forma apresentada, de acordo com o Apêndice E.

O posicionamento destas, bem como o posicionamento das galerias é explícito em planta, segundo o Apêndice I.

Para os trechos que possuem um número relativamente maior de dispositivos de captação de água, foi adotado em projeto boca de lobo múltipla, posicionadas em série, exercendo sua função como um conjunto.

O detalhamento de tal dispositivo, bem como cortes e cotas, foram explícitos conforme Apêndice I.

#### 5.5.4 Poço de visita

Após a definição das galerias e bocas de lobo em projeto é necessário posicionar os poços de visita. Esse elemento é indispensável em condições onde há alteração de diâmetro da tubulação, variação de declividade, bem como mudança de direção da rede.

Para o posicionamento de PV's no projeto em estudo foi inicialmente analisado o Quadro 2, que determina o espaçamento máximo entre esses elementos. Por questões econômicas, quando há mudanças de diâmetro da tubulação em uma dimensão inferior a máxima permitida entre poços de visita, foi adotada a instalação de caixa de ligação.

No entanto, em trechos onde há mudança de declividade, ou seja, quando há um trecho com declividade imposta e o trecho subsequente possui a mesma declividade natural da via, foi adotado poços de visita.

No Apêndice I é possível a verificação das cotas de assentamento de tais dispositivos, onde foram analisadas as cotas do terreno e posteriormente a cota de assentamento, levando em consideração um cobrimento de 1,50 metros, o respectivo diâmetro da tubulação, e em alguns trechos a altura devido a declividade imposta. No Apêndice F é apresentado as referidas cotas.

Diante as profundidades de cada poço de visita, explícito no Apêndice F, é possível realizar o dimensionamento de tais dispositivos. Para isso, foram utilizados os critérios de Botelho (2011), onde estabeleceu-se que em todos os poços de visita, a altura da chaminé será de 0,30 m, a base do balão quadrada, e esta determinada por intermédio do Quadro 9.

O dimensionamento dos poços de visita de tal projeto é apresentado conforme o Quadro 16.

Quadro 16 - Dimensionamento dos PV's

<b>PV's</b>	<b>h chaminé (m)</b>	<b>h balão (m)</b>	<b>Dimensão da base (m)</b>
<b>PV1</b>	0,30	1,78	1,20
<b>PV2</b>	0,30	1,50	1,20
<b>PV3</b>	0,30	1,50	1,20
<b>PV4</b>	0,30	1,50	1,20
<b>PV5</b>	0,30	2,05	2,00
<b>PV6</b>	0,30	2,05	1,20
<b>PV7</b>	0,30	2,05	1,40
<b>PV8</b>	0,30	2,45	2,00
<b>PV9</b>	0,30	2,46	2,00
<b>PV10</b>	0,30	1,50	1,20
<b>PV11</b>	0,30	1,60	1,20
<b>PV12</b>	0,30	1,80	1,20
<b>PV13</b>	0,30	3,20	2,00
<b>PV14</b>	0,30	1,70	1,20
<b>PV15</b>	0,30	1,80	1,20
<b>PV16</b>	0,30	1,80	1,20
<b>PV17</b>	0,30	1,80	1,20
<b>PV18</b>	0,30	1,60	1,20
<b>PV19</b>	0,30	1,60	2,40
<b>PV20</b>	0,30	1,50	1,20
<b>PV21</b>	0,30	1,80	1,20
<b>PV22</b>	0,30	2,70	2,40
<b>PV23</b>	1,30	2,49	2,00

Fonte: O autor.

### 5.5.5 Tubos de ligação

Os tubos de ligação ou tubulações secundárias foram dimensionados seguindo o mesmo critério das galerias, como apresentado em Apêndice G, visto que se trata de tubulações que tem por função o direcionamento de vazões.

O diâmetro mínimo exigido para tubulação secundária permanecerá 300 mm como no dimensionamento de galerias, indicado na literatura de Tucci (1995) uma vez que não há nenhum critério ou diretriz estabelecida para diâmetro mínimo de galerias pluviais.

### 5.5.6 Disposição final da vazão

O ponto 79 apresentado no projeto proposto representa o ponto final de captação das vazões, e esta por sua vez, deve ser encaminhada até um determinado ponto, a fim da disposição das águas pluviais captadas.

Visando a disposição das águas da bacia em análise, e através de informações das proximidades cedidas pela prefeitura foi determinada uma proposta para o trajeto das águas, visto que o ponto final adotado é localizado nas águas da represa de Furnas, como apresentado pela Figura 37. Desse modo, cabe evidenciar que, para que tais vazões possam ser dispostas no ponto sugerido é necessário o licenciamento ambiental adequado, visto que é atividade constituinte da listagem de infraestrutura de saneamento na deliberação normativa (DN) número 74 de 2004.

Tal DN.74 determina que obras de drenagem, que possuam vazão acima de 300 l/s deve-se ser dotada de licenciamento. Diante do cálculo da vazão, é possível determinar na que o sistema proposto se adequa em médio porte de potencial poluidor (Classe 3).

A vazão total do ponto 79 é determinada pelo somatório das vazões excedentes dos trechos finais da Avenida João Júlio de Faria e da Avenida Antônio Constantino Barbosa, e através da Equação 9 foi determinado o diâmetro do trecho final, utilizando os mesmos critérios e equações adotados para a galeria anteriormente.

O trajeto proposto representado na figura em projeto é apresentado conforme o Apêndice I.

Figura 37 - Trajeto proposto para disposição final.



Fonte: *Google Earth* – adaptado pelo autor.

## 5.5.6.1 – Declividade Longitudinal

$$i_{long} = \frac{808,9 - 777,0}{942,18} = 0,03 \text{ m/m}$$

## 5.5.6.2 – Vazão de Projeto

$$Q_{projeto} = \frac{4,042}{0,98} = 4,14 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 5.5.6.3 – Determinação do Diâmetro

$$4,14 = \frac{\tau \times D^2 \times D^{\frac{2}{3}} \times 0,03^{0,5}}{4 \times 4^{\frac{2}{3}} \times 0,016}$$

$$D \cong 1079,00 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ comercial mínimo} = 1500 \text{ mm}$$

## 5.5.6.4 – Verificação da velocidade

$$Rh_{real} = \left[ \frac{\left(\frac{1,5}{4}\right)}{1,21} \right] = 0,31 \text{ m}$$

$$V = \frac{0,31^{\frac{2}{3}} \times 0,03^{\frac{1}{2}}}{0,016} \cong 4,95 \text{ m/s}$$

Para o trajeto proposto da rede até a respectiva disposição final, é necessário também, assim como nas galerias, a instalação de poços de visita, respeitando os limites máximo estabelecidos pelo Quadro 1 ou em condições de mudanças de direção. Assim sendo, foi necessária a implantação de 6 elementos, bem como o seu dimensionamento, como apresentado no Quadro 17.

Quadro 17 - PV's referente ao trajeto de disposição final.

<b>Elemento</b>	<b>Cota Terreno</b>	<b>Cota Fundo</b>	<b>h escavação (m)</b>	<b>h chaminé (m)</b>	<b>h balão (m)</b>	<b>Dimensão da base (m)</b>
<b>PV24</b>	798,00	795,00	3,00	0,30	2,70	2,40
<b>PV25</b>	791,00	788,00	3,00	0,30	2,70	2,40
<b>PV26</b>	780,00	777,00	3,00	0,30	2,70	2,40
<b>PV27</b>	778,7	775,70	3,00	0,30	2,70	2,40
<b>PV28</b>	777,8	774,80	3,00	0,30	2,70	2,40
<b>PV29</b>	775,2	772,20	3,00	0,30	2,70	2,40

Fonte: O autor.

## 5.6 Estimativa de Custos

É fato que os sistemas de drenagem são elementos fundamentais na infraestrutura do local, porém se trata de obras de custos elevados. Motivo esse que, muitas das vezes, dificulta uma correta execução por questões financeiras do município.

No projeto em estudo, foi levantado o quantitativo de serviços a fim da estimativa de custo para readequação do sistema, e posteriormente relacionados à composições de preços do mercado de Minas Gerais, do ano de 2016, em tabelas sem desoneração.

O quantitativo de serviços apresentado pelo Quadro 18 foi levantado com base no projeto apresentado no Apêndice I.

Quadro 18 – Levantamento de quantitativos.

<b>Descrição</b>	<b>Quantitativos</b>
<b>PV</b>	23 unid.
<b>CAIXAS</b>	14 unid.
<b>TUBO 300</b>	641,69 m
<b>TUBO 400</b>	296,62 m
<b>TUBO 500</b>	218,07 m
<b>TUBO 600</b>	558,91 m
<b>TUBO 700</b>	101,42 m
<b>TUBO 800</b>	99,8 m
<b>TUBO 1000</b>	718,2 m
<b>TUBO 1500</b>	89,75 m
<b>BL PADRÃO</b>	50 unid.
<b>SARJETA</b>	19980,62 m
<b>SARJETÃO</b>	477 m

Fonte: O autor.

Porém, a largura das valas das tubulações foi determinada segundo indicação na literatura de Tomaz (2013) como apresentado no Quadro 19.

Quadro 19 - Largura da vala conforme diâmetro do tubo e profundidade.

<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>Largura da vala em metros para profundidade até 2,00m</b>	<b>Largura da vala em metros para profundidade mais de 2,00m</b>
<b>600</b>	1,4	1,6
<b>800</b>	1,6	1,8
<b>1000</b>	1,9	2,1
<b>1200</b>	2,2	2,4
<b>1500</b>	2,5	2,7

Fonte: Tomaz, 2013, adaptado pelo autor.

A planilha orçamentária do projeto em análise é apresentada conforme Apêndice H, com valor final de R\$ 2324253,01, o que se pode perceber alto custo para readequação de um sistema, o que poderia ser empregado em sua implantação, evitando assim gastos extras e principalmente problemas à população.

### 5.7 Quadro resumo da proposta

Para melhor exemplificação da proposta, pode-se resumir todas as medidas adotadas, bem como os diversos parâmetros hidráulicos propostos para o sistema de readequação, visando todas as fases do empreendimento. Desse modo, Quadro 20 apresenta tal resumo para o local em estudo.

Quadro 20 - Quadro resumo

<b>Etapas</b>	<b>Descrição</b>
<b>1</b>	Instalação de 42 dispositivos de direcionamento do fluxo
<b>2</b>	Remoção de todas as sarjetas atuais, exceto da Rua João de Abreu Vilela
<b>3</b>	Implantação de novas sarjetas para escoamento do fluxo
<b>4</b>	Implantação de galerias em locais específicos conforme cálculo
<b>5</b>	Instalação de 50 bocas de lobo padronizadas, dispostas de forma estratégica
<b>6</b>	Instalação de 37 dispositivos de inspeção e passagem
<b>7</b>	Implantação de tubos de ligação em pontos onde há vazão à entubar
<b>8</b>	Instalação de galerias para a disposição final das vazões excedentes

Fonte: O autor.

## 7 CONCLUSÃO

De acordo com o presente estudo realizado, foi possível a conclusão quanto à ineficiência do sistema de microdrenagem atual, visto que não existem dispositivos de captação de água, denominados como bocas de lobo.

A partir da análise da área de contribuição para cada trecho, foi possível a determinação das respectivas vazões de chuva, e podem-se verificar valores relativamente elevados. Quando tais valores foram comparados à realidade do sistema de microdrenagem existente é possível perceber que não há engolimento da vazão de chuva, e desse modo, estas escoam de modo desordenado pelos trechos, sobretudo em maiores proporções em trechos da Rua Alameda das Hortências e Avenida Antônio Constantino Barbosa, onde estas possuem maiores declividades longitudinais ocasionando processos erosivos, e posteriormente, essas vazões invadem o trecho da Avenida João Júlio de Faria, proveniente de uma menor de declividade longitudinal, ocasionando assim as situações de alagamentos.

Quando se trata da análise hidrológica relacionada à análise hidráulica, nota-se que algumas galerias existentes no local, ainda que não exista o seu funcionamento, não comportaria a vazão de chuva calculada, o que seria necessário um redimensionamento para a eficiência adequada. No entanto, para que tais galerias passem a funcionar e para a minimização de problemas ocorridos, é notável a necessidade do dimensionamento e implantação de dispositivos de captação das águas em trechos específicos.

Diante desse fato, através de cálculos, conhecimentos e informações adquiridas foi possível a proposição de um novo sistema, visando a solução para os problemas decorrentes da ineficiência deste. Desse modo, foi dimensionado um sistema de microdrenagem no Bairro São Miguel objetivando o reaproveitamento dos elementos que estariam em condições satisfatórias.

Visto que a drenagem inicia-se nas sarjetas, é de grande importância que estas estejam em boas condições para satisfazer sua função prevista. Por esse motivo, os canais de escoamento do local se encontravam em condições inviáveis para funcionamento, por isso foi proposto a sua substituição conforme dimensões estabelecidas. Posteriormente foi proposto a implantação dispositivos de direcionamento de fluxo, uma vez que são elementos substanciais para o cálculo da vazão de cada trecho. Tendo em vista a captação de águas pluviais a fim de evitar os problemas enfatizados como alagamentos e erosões, foram dimensionadas as galerias e bocas de lobo, com dimensões e características definidas visando a melhor condição para o trecho em estudo.

Desta maneira, espera-se como objetivo principal ao final do dimensionamento desse novo sistema de microdrenagem do Bairro São Miguel, a solução ideal para os inconvenientes apresentados, bem como o desempenho de um sistema eficaz e racional.

É fato que a falta de diretrizes e normas, bem como a falta de planejamento e fiscalização das obras do sistema microdrenagem atual no local de estudo, pode ser considerada como um fator predominante para os problemas verificados. Por isso, é de fundamental importância que para execução do sistema proposto, a Prefeitura Municipal juntamente com o responsável técnico estabeleça devidos parâmetros, proporcionando assim um adequado planejamento e fiscalização, para que se perfaça num projeto integralmente adequado para funcionamento.

Por fim, diante de todo conhecimento adquirido na realização desse estudo, fica claro que, para elaboração de projetos da área, é sempre necessário a análise minuciosa do local e suas condições, agregando sempre técnicas e práticas ideais para o empreendimento, objetivando uma integral eficiência ao longo de toda vida útil, para que o meio ambiente e a população habitante sejam sempre resguardados.

Se tratando de parâmetros profissionais, o projeto em estudo exemplificou como é elaborado um projeto real, com suas condições particulares e as dificuldades encontradas. Por esse motivo, foi de grande relevância para vida acadêmica a elaboração deste, posto que contempla uma considerável experiência para a vida profissional.

## REFERÊNCIAS

AZEVEDO NETTO, José Martiniano de. **Manual de Hidráulica**, 8. ed. São Paulo, SP, Editora Bluncher, 2012.

BALTT, Tiago Maciel. **Obras de terraplanagem**. Balneário Piçarras, SC, 2014. Disponível em: <<http://www.jtbterraplanagem.com.br/obras.html>> Acessado em 22/04/2016 às 15:29.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos. **Águas de chuva: Engenharia das águas pluviais nas cidades**, 3. Ed. São Paulo, SP, Editora Bluncher, 2011.

BRASIL. Lei n. 11445, de 11 de Janeiro de 2007. **Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico**. Publicada no Diário Oficial da União de 8 de janeiro de 2007, Seção 1, p.3, Brasília.

BRASIL. **Deliberação normativa do Conselho Estadual de Política Ambiental – COPAM – DN nº74**. Publicada no “Minas Gerais” de 02 de Dezembro de 2004, Belo Horizonte, MG

CANHOLI, Aluisio Pardo, **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**, São Paulo, SP, Oficina de Textos, 2005.

CARDOSO NETO, Antônio. **Sistemas Urbanos de Drenagem**, Apostila de Drenagem Urbana, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2014.

CARVALHO, Grover Moisés de. **Drenagem Urbana**. Manual SUDECAP. Belo Horizonte - MG. 1995.

CHEADE, João Carlos. **Obras**. Franca, SP, 2013. Disponível em: <<http://www.conspen.com.br/obrasandamento.asp>> Acessado em 22/04/2016 às 10:07.

DAEE/CETESB – **Drenagem Urbana - Manual de Projeto**. 2. ed. São Paulo – SP. 1980.

FERNANDES, Carlos. **MICRODRENAGEM- Um Estudo inicial**. Campina Grande, 2002. Disponível em: <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Dren04.html>> Acessado em 21/04/2016 às 13:07.

**Global Mapper**. Blue Marble Geographics. Disponível para download em: <<http://www.bluemarblegeo.com/products/global-mapper.php>>. Acessado em 03/05/2016 às 09:16.

**Google Earth**. Google. Disponível em: <<https://www.google.com.br/intl/ptBR/earth/>>. Acesso em 19/04/2016 às 10:13.

IBGE, Cidades. **Dados do município de Boa Esperança-MG** - Censo 2010. Disponível em: Disponível em: <<http://cod.ibge.gov.br/6O8>>. Acessado em: 08/05/2016 às 23:19.

MANSUR, Alexandre. **Enchente em Santa Catarina**. São Paulo, SP, 2008. Disponível em: <<http://colunas.revistaepoca.globo.com/planeta/2008/11/27/o-desmatamento-piorou-a-enchente>> Acessado em 24/04/2016 às 01:48.

MORALES, Paulo Roberto Dias. **Drenagem Urbana e de Rodovias**: Curso de Drenagem Urbana e Meio Ambiente, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2003.

PINTO, Nelson L. de Sousa, **Hidrologia Básica**, São Paulo, 1. Ed. 1976, 11<sup>a</sup> reimpressão 2008.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO, **Diretrizes Básicas Para Projetos de Drenagem no Município de São Paulo**, São Paulo, SP, 1999.

SETOP - Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas. **Planilha referencial de preços unitários para obras de edificação e infraestrutura**. Estado de Minas Gerais. Região sul. Junho/2016.

SILVA, Leonardo D.B. **Apostila de Hidrologia**, UFRRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2006.

SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil. **Planilha referencial de preços unitários de insumos**. CAIXA/IBGE. Belo Horizonte - MG. Setembro/2016.

SMDU/SP - **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais**: Gerenciamento do sistema de drenagem urbana. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. São Paulo - SP. 2012. v. 1.

TOMAZ, Plínio. **Curso de manejo de águas pluviais**. Guarulhos, SP, 2013. Disponível em: <[http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos\\_livros/livro\\_calculoshidraulicos/capitulo05Microdrenagem.pdf](http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_calculoshidraulicos/capitulo05Microdrenagem.pdf)> Acessado em 10/10/2016 às 17:26.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Hidrologia**: ciência e aplicação. 2. ed. Porto Alegre: ABRH/UFRGS, 2000.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli; PORTO, Rubem da Laina; BARROS, Mário T. de., **Drenagem Urbana**, Porto Alegre, RS, Editora da Universidade UFRGS, 1995.

WATANABE, Roberto Massarau. **Drenagem Urbana: Bocas de lobo**. São Paulo, SP, 2013. Disponível em: <<http://www.ebanataw.com.br/drenagem/bocadelobo.htm>> Acessado em 21/04/2016 às 15:20.

\_\_\_\_\_. **Drenagem Urbana: Erosão**. São Paulo, SP, 2013. Disponível em: <<http://www.ebanataw.com.br/talude/erosao01e.jpg>> Acessado em 24/04/2016 às 01:11.

WILKEN, Paulo Sampaio. **Engenharia de Drenagem Superficial**, São Paulo, SP, 1978.

**APÊNDICE A – Áreas das subbacias de contribuição**

<b>Nome</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
<b>A1</b>	716,52
<b>A2</b>	3432,13
<b>A3</b>	492,98
<b>B1</b>	735,82
<b>B2</b>	3415,6
<b>B3</b>	3752,06
<b>B4</b>	543,53
<b>C1</b>	820,38
<b>C2</b>	3573,5
<b>C3</b>	4086,96
<b>C4</b>	561,21
<b>D1</b>	915,6
<b>D2</b>	3854,51
<b>D3</b>	3985,24
<b>D4</b>	546,64
<b>E1</b>	471,01
<b>E2</b>	3951,03
<b>E3</b>	4316,16
<b>E4</b>	616,69
<b>F1</b>	787,89
<b>F2</b>	3976,65
<b>F3</b>	4183,32
<b>F4</b>	571,99
<b>G1</b>	678,66
<b>G2</b>	4108,06
<b>G3</b>	4478,7
<b>G4</b>	532,25
<b>H1</b>	551,8
<b>H2</b>	4322,64
<b>H3</b>	4619,5
<b>H4</b>	496,08
<b>I1</b>	838,76
<b>I2</b>	4738,3
<b>I3</b>	4648,88
<b>I4</b>	540,94
<b>J1</b>	839,03
<b>J2</b>	4264,74
<b>J3</b>	5042,35
<b>J4</b>	479,71

<b>Nome</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
<b>K1</b>	0
<b>K2</b>	5164,55
<b>K3</b>	0
<b>L1</b>	111,78
<b>M1</b>	447,34
<b>M2</b>	156,92
<b>M3</b>	274,08
<b>M4</b>	387,58
<b>N1</b>	683,93
<b>N2</b>	290,24
<b>N3</b>	390,79
<b>N4</b>	647,76
<b>O1</b>	755,38
<b>O2</b>	561,25
<b>O3</b>	926,97
<b>O4</b>	440,15
<b>P1</b>	726,39
<b>P2</b>	862,39
<b>P3</b>	1267,03
<b>P4</b>	396,75
<b>Q1</b>	722,38
<b>Q2</b>	1380,95
<b>Q3</b>	1541,12
<b>Q4</b>	499,24
<b>R1</b>	832,12
<b>R2</b>	1748,87
<b>R3</b>	2196,28
<b>R4</b>	744,64
<b>S1</b>	719,17
<b>S2</b>	2397,16
<b>S3</b>	2329,81
<b>S4</b>	429,65
<b>T1</b>	0
<b>T2</b>	3348,72
<b>T3</b>	0
<b>U1</b>	1099,03
<b>U2</b>	1709,87
<b>V1</b>	783,47
<b>V2</b>	2654,35
<b>V3</b>	2677,53
<b>V4</b>	471,21

<b>Nome</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
<b>W1</b>	478,53
<b>W2</b>	2711,59
<b>W3</b>	2915,47
<b>W4</b>	478,71
<b>X1</b>	712,04
<b>X2</b>	2541,24
<b>X3</b>	2534,45
<b>X4</b>	731,6
<b>Y1</b>	738,14
<b>Y2</b>	2645,49
<b>Y3</b>	2611,95
<b>Y4</b>	674,01
<b>Z1</b>	757,32
<b>Z2</b>	2597,04
<b>Z3</b>	2575,14
<b>Z4</b>	669,12
<b>AA1</b>	742,88
<b>AA2</b>	2148,35
<b>AA3</b>	2655,94
<b>AA4</b>	529,65
<b>BB1</b>	604,37
<b>BB2</b>	2612,56
<b>BB3</b>	2664,14
<b>BB4</b>	666,94
<b>CC1</b>	739,15
<b>CC2</b>	2212,68
<b>CC3</b>	2652,31
<b>CC4</b>	670,87
<b>DD1</b>	665,25
<b>DD2</b>	2603,49
<b>DD3</b>	2718,73
<b>DD4</b>	423,67
<b>EE1</b>	439,54
<b>EE2</b>	2862,79
<b>EE3</b>	3381,66
<b>EE4</b>	414,11
<b>FF1</b>	0
<b>FF2</b>	3366,42
<b>FF3</b>	0
<b>GG1</b>	406,07
<b>GG2</b>	2950,22

<b>Nome</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
<b>GG3</b>	429,86
<b>HH1</b>	773,25
<b>HH2</b>	2307,74
<b>HH3</b>	2504,77
<b>HH4</b>	532,58
<b>II1</b>	2185,45
<b>II2</b>	2521,96
<b>II3</b>	2562,18
<b>II4</b>	689,96
<b>JJ1</b>	794,07
<b>JJ2</b>	2463,33
<b>JJ3</b>	2502,12
<b>JJ4</b>	675,75
<b>KK1</b>	819,16
<b>KK2</b>	2659,46
<b>KK3</b>	2582,21
<b>KK4</b>	708,96
<b>LL1</b>	661,94
<b>LL2</b>	2171,01
<b>LL3</b>	2505,28
<b>LL4</b>	713,04
<b>MM1</b>	805,38
<b>MM2</b>	2553,34
<b>MM3</b>	2617,46
<b>MM4</b>	705,82
<b>NN1</b>	820,45
<b>NN2</b>	2550,67
<b>NN3</b>	2581,69
<b>NN4</b>	573,08
<b>OO1</b>	812,53
<b>OO2</b>	2580,08
<b>OO3</b>	2487,29
<b>OO4</b>	586,53
<b>PP1</b>	344,24
<b>PP2</b>	1084,93
<b>PP3</b>	2490,44
<b>PP4</b>	415,55
<b>QQ1</b>	9710,52
<b>QQ2</b>	2617,66
<b>QQ3</b>	429,82
<b>RR1</b>	0

<b>Nome</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
<b>RR2</b>	7542,36
<b>RR3</b>	0
<b>SS1</b>	219,28
<b>SS2</b>	794,03
<b>SS3</b>	323,86
<b>TT1</b>	462,76
<b>TT2</b>	776,08
<b>TT3</b>	668,99
<b>TT4</b>	462,86
<b>UU1</b>	392,87
<b>UU2</b>	751,58
<b>UU3</b>	746,03
<b>UU4</b>	634,29
<b>VV1</b>	395,81
<b>VV2</b>	780,26
<b>VV3</b>	645,1
<b>VV4</b>	592,9
<b>WW1</b>	553,52
<b>WW2</b>	805,72
<b>WW3</b>	783,58
<b>WW4</b>	610,62
<b>XX1</b>	446,04
<b>XX2</b>	809,46
<b>XX3</b>	866,07
<b>XX4</b>	487,71
<b>YY1</b>	472,8
<b>YY2</b>	948,57
<b>YY3</b>	1028,21
<b>YY4</b>	410,11
<b>ZZ1</b>	437,34
<b>ZZ2</b>	924,64
<b>ZZ3</b>	932,22
<b>ZZ4</b>	295,03
<b>AAA1</b>	1054,53
<b>AAA2</b>	1256,45
<b>AAA3</b>	331,25
<b>BBB1</b>	887,04
<b>BBB2</b>	432,11
<b>CCC1</b>	4063,99
<b>CCC2</b>	4384,59
<b>DDD1</b>	1265,62

<b>Nome</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
<b>DDD2</b>	1126,12
<b>DDD3</b>	2303,14
<b>EEE1</b>	584,62
<b>EEE2</b>	2338,11
<b>EEE3</b>	1759,3
<b>FFF1</b>	852,81
<b>FFF2</b>	1309,57
<b>FFF3</b>	1238,84
<b>FFF4</b>	519,22
<b>GGG1</b>	482,41
<b>GGG2</b>	2673,53
<b>HHH1</b>	5073,11
<b>HHH2</b>	11179,28
<b>III1</b>	4473,64
<b>III2</b>	3746,26
<b>JJJ1</b>	2132,89
<b>KKK1</b>	858,78
<b>KKK2</b>	3679,36
<b>KKK3</b>	5786,85
<b>LLL1</b>	1064,49
<b>LLL2</b>	2900,9
<b>LLL3</b>	1511,03
<b>MMM1</b>	1072,44
<b>MMM2</b>	1473,55
<b>MMM3</b>	1688,78
<b>MMM4</b>	518,94
<b>NNN1</b>	1732,05
<b>NNN2</b>	797,27
<b>NNN3</b>	424,57
<b>NNN4</b>	995,45
<b>OOO1</b>	1341,49
<b>OOO2</b>	1031,91
<b>OOO3</b>	237,47
<b>OOO4</b>	471,07
<b>PPP1</b>	1546,15
<b>PPP2</b>	959,22
<b>PPP3</b>	1480,09
<b>PPP4</b>	558,78
<b>QQQ1</b>	1826,86
<b>RRR1</b>	319,38
<b>SSS1</b>	927,07

<b>Nome</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
<b>TTT1</b>	937,81
<b>UUU1</b>	924,15
<b>VVV1</b>	918,87
<b>WWW1</b>	3231,61
<b>TOTAL</b>	<b>395410,39</b>

Fonte: O autor.

## APÊNDICE B – Vazão de chuva

Rua	Trecho	i (mm/h)	Cm	Área de Contribuição		Vazão	
				MD	ME	MD	ME
Alameda das Tulipas	22 - 12	107,64	0,542	820,38	0	0,013	0,0000
Rua Antonio Carlos Bandeira	05 - 04	107,64	0,542	546,64	0	0,009	0,0000
Alamedas dos Gerâneos	04 - 12	107,64	0,542	4401,15	4086,96	0,071	0,0662
Rua Alameda das Tulipas	12 - 13	107,64	0,542	10224,09	4474,54	0,166	0,0725
Rua Antonio Carlos Bandeira	06 - 05	107,64	0,542	616,69	0	0,010	0,0000
Alamedas dos Crisântemos	5 - 13	107,64	0,542	4567,72	3985,24	0,074	0,0646
Rua Alameda das Tulipas	13 - 14	107,64	0,542	19248,06	5122,3	0,312	0,0830
Rua Antonio Carlos Bandeira	07 - 06	107,64	0,542	571,99	0	0,009	0,0000
Alamedas das Buganvilhas	06 - 14	107,64	0,542	4548,64	4316,16	0,074	0,0699
Rua Alameda das Tulipas	14 - 15	107,64	0,542	28900,75	5562,45	0,468	0,0901
Rua Antonio Carlos Bandeira	08 - 07	107,64	0,542	532,25	0	0,009	0,0000
Alamedas das Begônias	07 - 15	107,64	0,542	4640,31	4183,32	0,075	0,0678
Rua Alameda das Tulipas	15 - 16	107,64	0,542	38403,038	5959,2	0,622	0,0966
Rua Antonio Carlos Bandeira	09 - 08	107,64	0,542	496,09	0	0,008	0,0000
Alamedas das Azaléias	08 - 16	107,64	0,542	4818,73	4478,7	0,078	0,0726
Rua Alameda das Tulipas	16 - 17	107,64	0,542	48252,268	6458,44	0,782	0,1047
Rua Antonio Carlos Bandeira	10 - 09	107,64	0,542	540,94	0	0,009	0,0000
Alamedas das Alfazemas	09 - 17	107,64	0,542	5279,24	4619,5	0,086	0,0749
Rua Alameda das Tulipas	17 - 18	107,64	0,542	58989,765	7203,08	0,956	0,1167
Rua Antonio Carlos Bandeira	11 - 10	107,64	0,542	479,71	0	0,008	0,0000

Rua	Trecho	i (mm/h)	Cm	Área de Contribuição		Vazão	
				MD	ME	MD	ME
Alamedas dos Ibiscos	10 - 18	107,64	0,542	4744,45	4648,88	0,077	0,0753
Rua Alameda das Tulipas	18 - 19	107,64	0,542	69222,125	7632,73	1,122	0,1237
Alamedas das Palmeiras	20 - 21	107,64	0,542	716,52	471,21	0,012	0,008
Rua Antonio Carlos Bandeira	03 - 02	107,64	0,542	543,53	0	0,009	0,0000
Alameda Dos Ypês	02 -21	107,64	0,542	3959,13	3432,13	0,064	0,0556
Alamedas das Palmeiras	21 - 22	107,64	0,542	8843,6	1140,33	0,143	0,0185
Rua Antonio Carlos Bandeira	04 - 03	107,64	0,542	561,21	0	0,009	0,0000
Alamedas das Hortências	03 - 22	107,64	0,542	4134,71	3752,06	0,067	0,0608
Alamedas das Palmeiras	22 - 23	107,64	0,542	8955,38	1871,93	0,145	0,030
Alamedas dos Gerâneos	12 - 23	107,64	0,542	156,92	0	0,003	0,000
Alamedas das Palmeiras	23 - 24	107,64	0,542	9559,64	2545,94	0,155	0,041
Alamedas dos Crisântemos	13 - 24	107,64	0,542	290,24	274,08	0,005	0,004
Alamedas das Palmeiras	24 - 25	107,64	0,542	10807,89	3215,06	0,175	0,052
Alamedas das Buganvilhas	14 - 25	107,64	0,542	561,25	390,79	0,009	0,006
Alamedas das Palmeiras	25 - 26	107,64	0,542	12515,31	3744,71	0,203	0,061
Alamedas das Begônias	15 - 26	107,64	0,542	862,39	926,97	0,014	0,015
Alamedas das Palmeiras	26 - 27	107,64	0,542	15031,06	4411,65	0,244	0,071
Alamedas das Azaléias	16 - 27	107,64	0,542	1380,95	1267,03	0,022	0,021
Alamedas das Palmeiras	27 - 28	107,64	0,542	18401,42	5082,52	0,298	0,082
Alamedas das Alfazemas	17 - 28	107,64	0,542	1748,87	1541,12	0,028	0,025
Alamedas das Palmeiras	28 - 29	107,64	0,542	22523,53	5506,19	0,365	0,089

Rua	Trecho	i (mm/h)	Cm	Área de Contribuição		Vazão	
				MD	ME	MD	ME
Alamedas dos Ibiscos	18 - 29	107,64	0,542	2397,16	2196,28	0,039	0,036
Alamedas das Palmeiras	29 - 30	107,64	0,542	27836,14	5920,3	0,451	0,096
Avenida Antonio Constantino Barbosa	11 - 19	107,64	0,542	5164,55	5042,35	0,084	0,082
Avenida Antonio Constantino Barbosa	19 - 30	107,64	0,542	8513,27	84227,015	0,138	1,365
Avenida Antonio Constantino Barbosa	30 - 42	107,64	0,542	11879,69	121365,11	0,193	1,967
Rua Érico Cipriano Freire	31 - 32	107,64	0,542	1099,03	429,86	0,018	0,0070
Rua Alameda das Papoulas	20 - 32	107,64	0,542	2654,35	1709,87	0,043	0,0277
Rua Érico Cipriano Freire	32- 33	107,64	0,542	6246,72	962,44	0,101	0,0156
Alameda Dos Ypês	21 - 33	107,64	0,542	2711,59	2677,53	0,044	0,0434
Rua Érico Cipriano Freire	33 - 34	107,64	0,542	6246,72	962,44	0,101	0,0156
Alameda das Hortências	22 - 34	107,64	0,542	2541,24	2915,47	0,041	0,0472
Rua Érico Cipriano Freire	34 - 35	107,64	0,542	18283,12	2328,15	0,296	0,0377
Alameda dos Gerâneos	23 - 35	107,64	0,542	2645,49	2534,45	0,043	0,0411
Rua Érico Cipriano Freire	35 - 36	107,64	0,542	24201,2	3037,11	0,392	0,0492
Alameda dos Crisântemos	24 - 36	107,64	0,542	2597,04	2611,95	0,042	0,0423
Rua Érico Cipriano Freire	36 - 37	107,64	0,542	30167,51	3750,15	0,489	0,0608
Alamedas das Baganvilhas	25 - 37	107,64	0,542	2148,35	2575,14	0,035	0,0417
Rua Érico Cipriano Freire	37 - 38	107,64	0,542	35633,88	4455,97	0,577	0,0722
Alamedas das Begônias	26 - 38	107,64	0,542	2612,56	2655,94	0,042	0,0430

Rua	Trecho	i (mm/h)	Cm	Área de Contribuição		Vazão	
				MD	ME	MD	ME
Rua Érico Cipriano Freire	38 - 39	107,64	0,542	41506,75	5029,05	0,673	0,0815
Alamedas das Azaléias	27 - 39	107,64	0,542	2212,68	2664,14	0,036	0,0432
Rua Érico Cipriano Freire	39 - 40	107,64	0,542	47122,72	5615,58	0,764	0,0910
Alamedas das Alfazemas	28 - 40	107,64	0,542	2603,49	2652,31	0,042	0,0430
Rua Érico Cipriano Freire	40 - 41	107,64	0,542	53043,77	6031,13	0,860	0,0977
Alamedas dos Ibiscos	29 - 41	107,64	0,542	2862,79	2718,73	0,046	0,0441
Rua Érico Cipriano Freire	41 - 42	107,64	0,542	59064,83	6460,95	0,957	0,1047
Rua João de Abreu Vilela	54 - 55	107,64	0,542	219,28	0	0,004	0,0000
Rua Alameda das Papoulas	32 - 44	107,64	0,542	2307,74	2950,22	0,037	0,0478
Alameda dos Flanboyans	43 - 44	107,64	0,542	406,07	323,86	0,007	0,0052
Rua Alameda das Papoulas	44 - 55	107,64	0,542	3083,82	4474,18	0,050	0,0725
Rua João de Abreu Vilela	55 - 56	107,64	0,542	8020,76	0	0,130	0,0000
Rua Alameda dos Ipês	33 - 45	107,64	0,542	2521,96	2504,77	0,041	0,0406
Alameda dos Flanboyans	44 - 45	107,64	0,542	773,25	462,86	0,013	0,0075
Rua Alameda dos Ipês	45 - 56	107,64	0,542	3273,54	4409,87	0,053	0,0715
Rua João de Abreu Vilela	56 - 57	107,64	0,542	16097,04	0	0,261	0,0000
Rua Alameda das Hortências	34 - 46	107,64	0,542	2463,33	2562,18	0,040	0,0415
Alameda dos Flanboyans	45 - 46	107,64	0,542	2185,45	634,29	0,035	0,0103
Rua Alameda das Hortências	46 - 57	107,64	0,542	3243,59	6127,95	0,053	0,0993
Rua João de Abreu Vilela	57 - 58	107,64	0,542	25864,39	4063,99	0,419	0,0659
Rua Alameda dos Gerânios	35 - 47	107,64	0,542	2659,46	2502,12	0,043	0,0405
Alameda dos Flanboyans	46 - 47	107,64	0,542	794,07	592,9	0,013	0,0096

Rua	Trecho	i (mm/h)	Cm	Área de Contribuição		Vazão	
				MD	ME	MD	ME
Rua Alameda dos Gerânios	47 - 58	107,64	0,542	3465,18	4534,19	0,056	0,0735
Rua João de Abreu Vilela	58 - 59	107,64	0,542	34417,28	4063,99	0,558	0,0659
Rua Alameda dos Crisântemos	36 - 48	107,64	0,542	2171,01	2582,21	0,035	0,0418
Alameda dos Flanboyans	47 - 48	107,64	0,542	819,16	610,62	0,013	0,0099
Rua Alameda dos Crisântemos	48 - 59	107,64	0,542	2980,47	4795,57	0,048	0,0777
Rua João de Abreu Vilela	59 - 60	107,64	0,542	42639,36	4063,99	0,691	0,0659
Rua Alameda das Baganvilhas	37 - 49	107,64	0,542	2553,34	2505,28	0,041	0,0406
Alameda dos Flanboyans	48 - 49	107,64	0,542	661,94	487,71	0,011	0,0079
Rua Alameda das Baganvilhas	49 - 60	107,64	0,542	3501,91	4521	0,057	0,0733
Rua João de Abreu Vilela	60 - 61	107,64	0,542	51135,07	4063,99	0,829	0,0659
Rua Alameda das Begônias	38 - 50	107,64	0,542	2550,67	2617,46	0,041	0,0424
Alameda dos Flanboyans	49 - 50	107,64	0,542	805,38	410,11	0,013	0,0066
Rua Alameda das Begônias	50 - 61	107,64	0,542	3475,31	4861,16	0,056	0,0788
Rua Alameda das Begônias	61 - 66	107,64	0,542	55736,5	9245,75	0,903	0,1498
Rua Alameda das Begônias	66 - 75	107,64	0,542	57210,05	10756,78	0,927	0,1743
Rua 1	66 - 67	107,64	0,542	1265,62	518,94	0,021	0,0084
Rua Alameda das Azaléias	39 - 51	107,64	0,542	2580,08	2581,69	0,042	0,0418
Alameda dos Flanboyans	50 - 51	107,64	0,542	820,45	295,03	0,013	0,0048
Rua Alameda das Azaléias	51 - 62	107,64	0,542	3634,61	4629,39	0,059	0,0750
Rua João de Abreu Vilela	61 - 62	107,64	0,542	437,34	0	0,007	0,0000
Rua Alameda das Azaléias	62 - 67	107,64	0,542	5972,72	7369,87	0,097	0,1194
Rua 1	67 - 68	107,64	0,542	15192,83	943,51	0,246	0,0153

Rua	Trecho	i (mm/h)	Cm	Área de Contribuição		Vazão	
				MD	ME	MD	ME
Rua Alameda das Alfazemas	40 - 52	107,64	0,542	1084,93	2487,29	0,018	0,0403
Alameda dos Flanboyans	51 - 52	107,64	0,542	812,53	331,25	0,013	0,0054
Rua Alameda das Alfazemas	52 - 63	107,64	0,542	1971,97	4887,52	0,032	0,0792
Rua Alameda das Alfazemas	63 - 68	107,64	0,542	3281,54	6646,82	0,053	0,1077
Rua 1	68 - 69	107,64	0,542	25640,41	1180,98	0,416	0,0191
Rua Alameda dos Ibiscos	64 - 69	107,64	0,542	2673,53	2091,65	0,043	0,0339
Rua 1	69 - 70	107,64	0,542	30888	1739,76	0,501	0,0282
Rua Alameda dos Ibiscos	41 - 53	107,64	0,542	2617,66	2490,44	0,042	0,0404
Avenida Antonio Constantino Barbosa	42 - 70	107,64	0,542	19422,05	202485,86	0,315	3,2814
Avenida Antonio Constantino Barbosa	70 - 79	107,64	0,542	21248,91	236593,71	0,344	3,8342
Avenida João Júlio de Faria	71 - 72	107,64	0,542	5073,11	1246,45	0,082	0,0202
Alamedas das Hortências	57 - 72	107,64	0,542	3746,26	11179,28	0,061	0,1812
Avenida João Júlio de Faria	72 - 73	107,64	0,542	24472,29	3108,41	0,397	0,0504
Avenida João Júlio de Faria	73 - 74	107,64	0,542	31143,32	4027,28	0,505	0,0653
Avenida João Júlio de Faria	74 - 75	107,64	0,542	40895,56	4027,28	0,663	0,0653
Avenida João Júlio de Faria	75 - 76	107,64	0,542	41968	7258,89	0,680	0,1176
Avenida João Júlio de Faria	76 - 77	107,64	0,542	45449,5	7258,89	0,737	0,1176
Avenida João Júlio de Faria	77 - 78	107,64	0,542	48684,53	7258,89	0,789	0,1176
Avenida João Júlio de Faria	78 - 79	107,64	0,542	52531,39	7258,89	0,851	0,1176

Fonte: O autor

**APÊNDICE C – Capacidade de escoamento das sarjetas**

**APÊNDICE D – Dimensionamento das galerias**

**APÊNDICE E – Dimensionamento para quantitativos das bocas de lobo padronizadas**

**APÊNDICE F – Cotas de assentamento dos poços de visita**

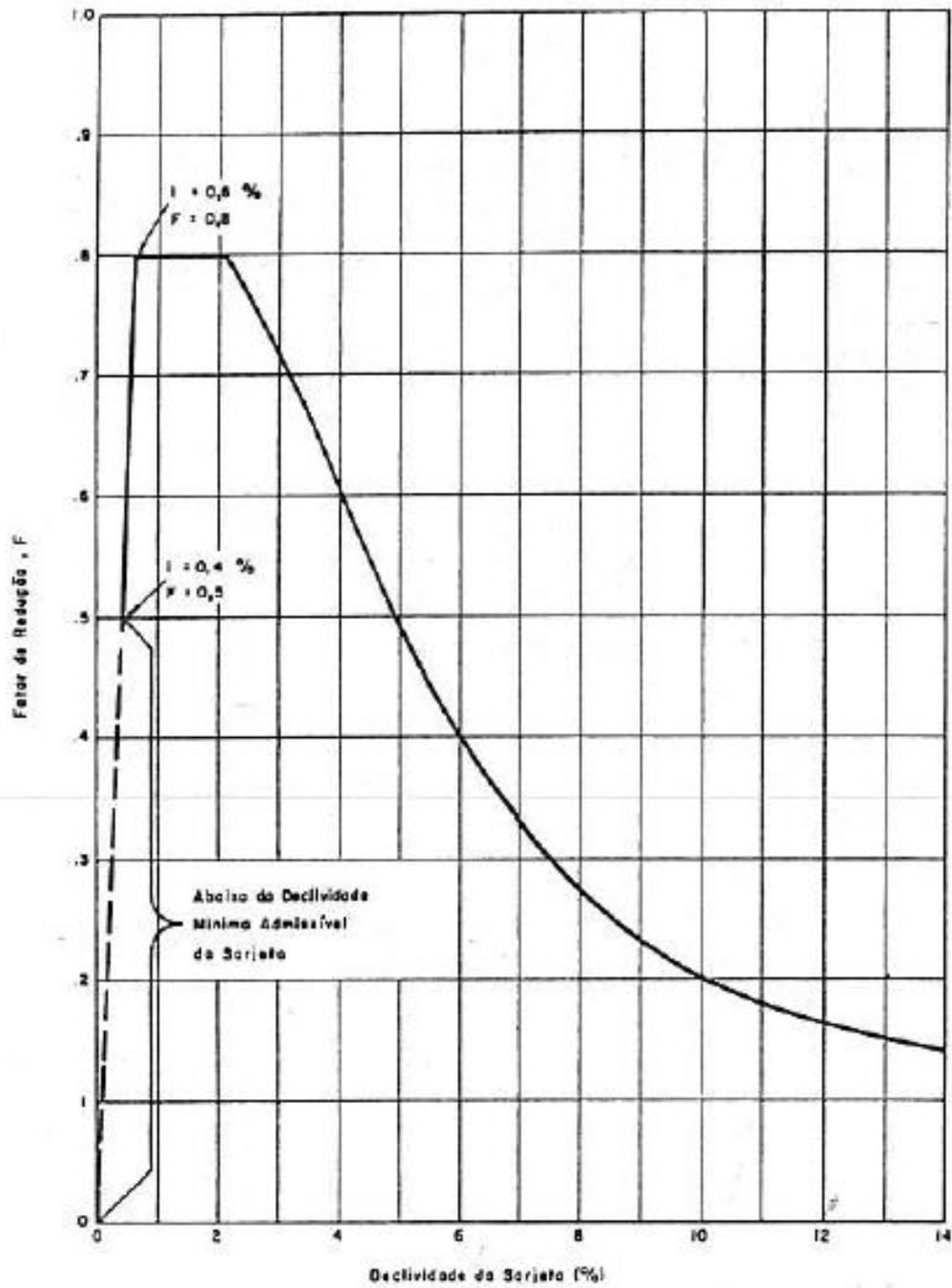
<b>Elemento</b>	<b>Cota Terreno</b>	<b>Cota Fundo</b>	<b>h</b>
<b>PV1</b>	844,5	842,42	2,08
<b>PV2</b>	843,1	841,30	1,80
<b>PV3</b>	841,2	839,40	1,80
<b>PV4</b>	839	837,20	1,80
<b>Caixa 1</b>	838	836,00	2,00
<b>Caixa 2</b>	837,7	835,70	2,00
<b>PV5</b>	837,3	835,30	2,00
<b>PV5*</b>	837,3	834,95	2,35
<b>PV6</b>	844,5	842,15	2,35
<b>PV7</b>	844,5	842,05	2,45
<b>Caixa 3</b>	844,5	841,95	2,55
<b>Caixa 4</b>	844,5	841,95	2,55
<b>PV8</b>	844,5	841,75	2,75
<b>Caixa 5</b>	844,5	841,75	2,75
<b>Caixa 6</b>	844,5	841,72	2,78
<b>PV9</b>	844,5	841,74	2,76
<b>PV10</b>	834	832,2	1,80
<b>Caixa 7</b>	833	831,1	1,90
<b>PV11</b>	831,5	829,6	1,90
<b>Caixa 8</b>	830,4	828,4	2,00
<b>PV12</b>	829,2	827,1	2,10
<b>Caixa 9</b>	828,2	826,1	2,10
<b>Caixa 10</b>	827,5	825,3	2,20
<b>PV13</b>	826,8	824,6	2,20
<b>PV13*</b>	826,8	823,3	3,5
<b>PV14</b>	818,7	816,7	2,00
<b>Caixa 11</b>	817,8	815,7	2,10
<b>PV15</b>	817,2	815,1	2,10
<b>PV16</b>	813,6	811,5	2,10
<b>PV17</b>	811,4	809,3	2,10
<b>PV18</b>	811,1	809,2	1,90
<b>PV19</b>	809,8	807,9	1,90
<b>PV19*</b>	809,8	807,72	2,08
<b>PV20</b>	812,8	811	1,80
<b>Caixa 12</b>	812	810	2,00
<b>Caixa 13</b>	810,7	808,6	2,10
<b>PV21</b>	810,3	808,2	2,10
<b>PV22</b>	809,9	807,8	2,10
<b>PV22*</b>	809,9	806,90	3,00
<b>PV23</b>	816,1	813,31	2,79
<b>Caixa 14</b>	809,2	806,2	3,00

**APÊNDICE G – Dimensionamento dos tubos de ligação**

**APÊNDICE H – Estimativa de custo para a readequação proposta**

**APÊNDICE I – Projeto de readequação do sistema de microdrenagem**

## ANEXO A – Fator de redução para capacidade real da sarjeta



Fonte: DAEE/CETESB (1980)

## ANEXO B – Coeficiente de projeto em relação ao y/D estabelecido

Tabela 18.3 – Condutos circulares parcialmente cheios  
Relações baseadas na equação de Manning

y/d	R/d	A/d <sup>2</sup>	v/v <sub>p</sub>	Q/Q <sub>p</sub>	y/d	R/d	A/d <sup>2</sup>	v/v <sub>p</sub>	Q/Q <sub>p</sub>
0,01	0,0066	0,0013	0,0890	0,00015	0,51	0,2531	0,4027	1,0084	0,51702
0,02	0,0132	0,0037	0,1408	0,00067	0,52	0,2562	0,4127	1,0165	0,53411
0,03	0,0197	0,0069	0,1839	0,00161	0,53	0,2592	0,4227	1,0243	0,55127
0,04	0,0262	0,0105	0,2221	0,00298	0,54	0,2621	0,4327	1,0320	0,56847
0,05	0,0326	0,0147	0,2569	0,00480	0,55	0,2649	0,4426	1,0393	0,58571
0,06	0,0389	0,0192	0,2891	0,00708	0,56	0,2676	0,4526	1,0464	0,60296
0,07	0,0451	0,0242	0,3194	0,00983	0,57	0,2703	0,4625	1,0533	0,62022
0,08	0,0513	0,0294	0,3480	0,01304	0,58	0,2728	0,4724	1,0599	0,63746
0,09	0,0575	0,0350	0,3752	0,01672	0,59	0,2753	0,4822	1,0663	0,65467
0,10	0,0635	0,0409	0,4011	0,02088	0,60	0,2776	0,4920	1,0724	0,67184
0,11	0,0695	0,0470	0,4260	0,02550	0,61	0,2799	0,5018	1,0783	0,68895
0,12	0,0755	0,0534	0,4499	0,03058	0,62	0,2821	0,5115	1,0839	0,70597
0,13	0,0813	0,0600	0,4730	0,03613	0,63	0,2842	0,5212	1,0893	0,72290
0,14	0,0871	0,0668	0,4953	0,04214	0,64	0,2862	0,5308	1,0944	0,73972
0,15	0,0929	0,0739	0,5168	0,04861	0,65	0,2881	0,5404	1,0993	0,75641
0,16	0,0986	0,0811	0,5376	0,05552	0,66	0,2900	0,5499	1,1039	0,77295
0,17	0,1042	0,0885	0,5578	0,06288	0,67	0,2917	0,5594	1,1083	0,78932
0,18	0,1097	0,0961	0,5774	0,07068	0,68	0,2933	0,5687	1,1124	0,80551
0,19	0,1152	0,1039	0,5965	0,07891	0,69	0,2948	0,5780	1,1162	0,82149
0,20	0,1206	0,1118	0,6150	0,08757	0,70	0,2962	0,5872	1,1198	0,83724
0,21	0,1259	0,1199	0,6331	0,09664	0,71	0,2975	0,5964	1,1231	0,85275
0,22	0,1312	0,1281	0,6506	0,10613	0,72	0,2987	0,6054	1,1261	0,86799
0,23	0,1364	0,1365	0,6677	0,11602	0,73	0,2998	0,6143	1,1288	0,88294
0,24	0,1416	0,1449	0,6844	0,12631	0,74	0,3008	0,6231	1,1313	0,89758
0,25	0,1466	0,1535	0,7007	0,13698	0,75	0,3017	0,6319	1,1335	0,91188
0,26	0,1516	0,1623	0,7165	0,14803	0,76	0,3024	0,6405	1,1354	0,92582
0,27	0,1566	0,1711	0,7320	0,15945	0,77	0,3031	0,6489	1,1369	0,93938
0,28	0,1614	0,1800	0,7470	0,17123	0,78	0,3036	0,6573	1,1382	0,95253
0,29	0,1662	0,1890	0,7618	0,18336	0,79	0,3039	0,6655	1,1391	0,96523
0,30	0,1709	0,1982	0,7761	0,19583	0,80	0,3042	0,6736	1,1397	0,97747
0,31	0,1756	0,2074	0,7901	0,20863	0,81	0,3043	0,6815	1,1400	0,98921
0,32	0,1802	0,2167	0,8038	0,22175	0,82	0,3043	0,6893	1,1399	1,00041
0,33	0,1847	0,2260	0,8172	0,23518	0,83	0,3041	0,6969	1,1395	1,01104
0,34	0,1891	0,2355	0,8302	0,24892	0,84	0,3038	0,7043	1,1387	1,02107
0,35	0,1935	0,2450	0,8430	0,26294	0,85	0,3033	0,7115	1,1374	1,03044
0,36	0,1978	0,2546	0,8554	0,27724	0,86	0,3026	0,7186	1,1358	1,03913
0,37	0,2020	0,2642	0,8675	0,29180	0,87	0,3018	0,7254	1,1337	1,04706
0,38	0,2062	0,2739	0,8794	0,30662	0,88	0,3007	0,7320	1,1311	1,05420
0,39	0,2102	0,2836	0,8909	0,32169	0,89	0,2995	0,7384	1,1280	1,06047
0,40	0,2142	0,2934	0,9022	0,33699	0,90	0,2980	0,7445	1,1243	1,06580
0,41	0,2182	0,3032	0,9131	0,35250	0,91	0,2963	0,7504	1,1200	1,07011
0,42	0,2220	0,3130	0,9239	0,36823	0,92	0,2944	0,7560	1,1151	1,07328
0,43	0,2258	0,3229	0,9343	0,38415	0,93	0,2921	0,7612	1,1093	1,07520
0,44	0,2295	0,3328	0,9445	0,40025	0,94	0,2895	0,7662	1,1027	1,07568
0,45	0,2331	0,3426	0,9544	0,41653	0,95	0,2865	0,7707	1,0950	1,07452
0,46	0,2366	0,3527	0,9640	0,43296	0,96	0,2829	0,7749	1,0859	1,07138
0,47	0,2401	0,3627	0,9734	0,44954	0,97	0,2787	0,7785	1,0751	1,06575
0,48	0,2435	0,3727	0,9825	0,46624	0,98	0,2735	0,7816	1,0618	1,05669
0,49	0,2468	0,3827	0,9914	0,48307	0,99	0,2665	0,7841	1,0437	1,04196
0,50	0,2500	0,3927	1,0000	0,50000	1,00	0,2500	0,7854	1,0000	1,00000

Fonte: Azevedo Netto (2012)

## ANEXO C – Determinação da capacidade de esgotamento da boca de lobo simples

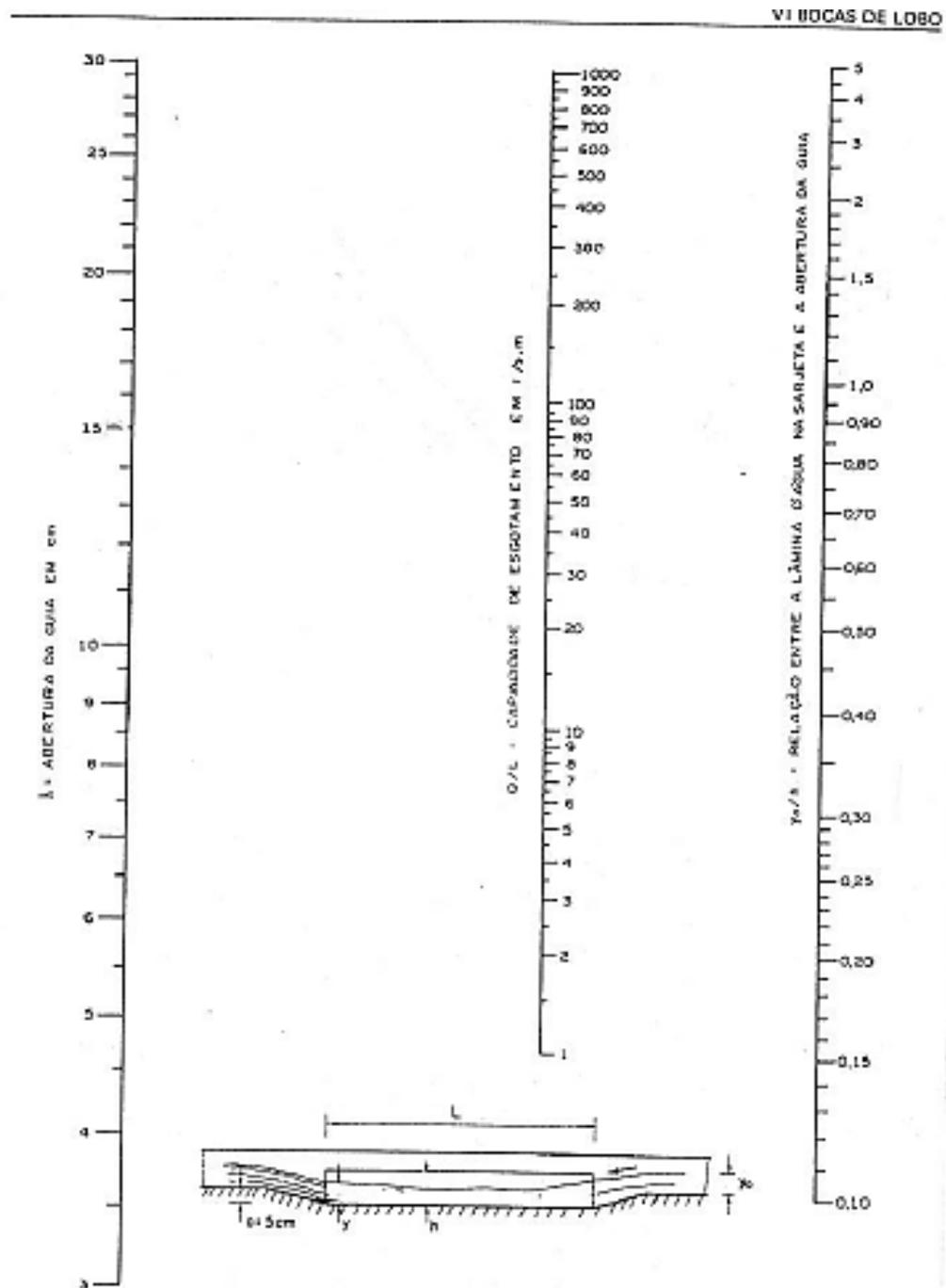


FIGURA 3-1. CAPACIDADE DE ESGOTAMENTO DAS BOCAS DE LOBO SIMPLES COM DEPRESSÃO DE 5 cm, EM PONTOS BAIXOS DAS SARJETAS.